

# DER BAUINGENIEUR<sup>39</sup>

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Herausgeber:

Prof. Dr.-techn. h. c. Dr.-Ing. Konrad Sattler  
Berlin

Mitherausgeber:

Prof. Dr.-Ing. Alfred Mehmel  
Darmstadt

Vierunddreißigster Jahrgang  
1959



SPRINGER-VERLAG  
BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

Alle Rechte, einschließlich das der Übersetzung in fremde Sprachen und das der photomechanischen Wiedergabe oder einer sonstigen Vervielfältigung, vorbehalten. Auf Grund des zwischen dem Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. und dem Bundesverband der Deutschen Industrie abgeschlossenen Rahmenabkommens ist jedoch die Anfertigung photomechanischer Kopien eines Beitrages gewerblichen Unternehmen für den innerbetrieblichen Gebrauch gestattet, sofern der Hersteller oder Benutzer jede Seite dieser Kopie mit einer Gebühren-Wertmarke im Betrag von DM 0,10 kenntlich macht. Diese Marken sind zu beziehen vom Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. (Inkasso-Stelle), Frankfurt/M., Großer Hirschgraben 17/19. (Der Verlag läßt diese Beträge den Autorenverbänden zufließen.) Die Verpflichtung zur Verwendung von Gebühren-Wertmarken entfällt, falls der Hersteller von Kopien mit dem Springer-Verlag ein Pauschalabkommen über die Kopie-Gebühren-Entrichtung vereinbart hat

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften

Springer-Verlag OHG, Berlin · Göttingen · Heidelberg

Printed in Germany

Druck: Deutsche Zentraldruckerei, Berlin

# DER BAUINGENIEUR

## ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN  
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

**SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG**

**34. JAHRGANG**

**JANUAR 1959**

**HEFT 1**

DOPPELKLAPPBRÜCKE OLDENBURG ÜBER DIE HUNTE,  
EISENBAHNBRÜCKE MIT KURBELANTRIEB



**M·A·N**

### BEWEGLICHE BRÜCKEN

LEISTUNG · FORSCHUNG · FORTSCHRITT

SCHLEUSEN · UND WEHRANLAGEN · DOCK-

UND SPERRTORE · SCHIFFSHEBEWERKE

SCHIFFSAUFSCHELLEN

**MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG AG. WERK GUSTAVSBURG**

# Baumaschinen und Baueinrichtungen

Von Professor Dr.-Ing. habil. **O. Walch**

ehem. Unesco Expert at The Indian Institute of Technology, Kharagpur, Indien

Soeben erschienen:

Dritter Band:

## Übungsbeispiele

Mit 84 Abbildungen. VIII, 227 Seiten Gr.-8°. 1958. Ganzleinen DM 31,50

Inhaltsübersicht: Einleitung. — **Beispiele für die Einrichtung und Durchführung von Erd- und Felsarbeiten:** Erdaushub aus tiefen, räumlich beschränkten Baugruben. Erdaushub aus tiefen, aber in einer Richtung weit ausgedehnten Baugruben. Erdaushub an räumlich ausgedehnten Baustellen mit geringen Abtragshöhen. Transport von gebaggertem Material zur Kippe. Verdichtung von geschüttetem Boden. Felsaushub im Übertagebetrieb. Felsausbruch im Untertagebetrieb. — **Beispiele für die Einrichtung und Durchführung von Gründungsarbeiten:** Berechnung einer Wasserhaltung. Rammen von Stahlspundwänden. Druckluftgründungen. — **Beispiele für die Ausrüstung von Baustellen mit Transportmitteln.** — **Beispiele für die Einrichtung und Durchführung von Betonierungsarbeiten:** Zerkleinerungs- und Waschanlagen. Mischanlagen. Betonierungseinrichtungen. — **Beispiele für die Einrichtung von Straßen- und Flugplatzbaustellen:** Herstellung von Betondecken im Straßenbau. Betonherstellung und -einbau bei Flugplatzbauten. — **Beispiele für die allgemeine Einrichtung einer Baustelle:** Wasserversorgungsanlagen. Stromversorgung einer Baustelle. Preßluftversorgung. — **Beispiele für die Unterteilung der Bauarbeiten:** Unterteilung der gesamten Arbeiten in einzelne zeitlich getrennte Abschnitte. Unterteilung der gesamten Arbeiten in örtliche Abschnitte. — **Beispiele für die Aufstellung von Bauprogrammen und Geräteprogrammen:** Aufstellung eines Bauprogramms. Aufstellung eines Geräteprogramms. — **Beispiele für Kostenberechnungen.** — **Schlußbemerkung.** — **Orts- und Sachverzeichnis.**

Der dritte Band zeigt an Hand von Übungsaufgaben, wie die Bearbeitung des Entwurfes einer Baueinrichtung unter den verschiedenartigsten Verhältnissen durchgeführt werden muß. Es ist hier nicht eine große Aufgabe gewählt worden, deren Lösung im Rahmen eines Buches schwer zu bewältigen wäre, sondern es wurden einzelne Aufgaben aus den verschiedenen Gebieten des Bauingenieurwesens herausgegriffen. Auch der allgemeinen Einrichtung von Baustellen, der Aufstellung von Bauprogrammen und den wirtschaftlichen Untersuchungen wurde der notwendige Platz eingeräumt.

Die Aufgaben sind zum Teil für den vorliegenden besonderen Zweck aufgestellt worden, zum Teil aber wurden sie in Anlehnung an ähnliche Aufgaben der Praxis gewählt.

Nach Möglichkeit werden verschiedene Lösungen besprochen und ihre Vor- und Nachteile gegeneinander abgewogen, ähnlich wie auch ein Ingenieur in der Praxis sich nicht damit begnügen darf, nur eine zu behandeln, sondern aus mehreren Lösungen heraus die technisch und wirtschaftlich beste finden muß.

Die Erfahrung zeigt, daß erst durch die Behandlung von Problemen der Baueinrichtung dem Studenten und auch dem jungen Ingenieur klar gemacht werden kann, welche Aufgaben in der Praxis zu lösen sind und wie eine derartige Lösung einer Aufgabe in Angriff genommen werden muß. Die Kenntnis der im ersten Band gezeigten Baumaschinen allein oder auch der im zweiten Band behandelten Probleme der Baueinrichtung genügt dafür noch nicht. Es ist notwendig, daß sich der junge Ingenieur selbst bemüht, solche Aufgaben zu bearbeiten und bei ihrer Lösung sieht, welche Schwierigkeiten auftreten können.

Wenn auch in der Praxis jede Baueinrichtung anders behandelt werden muß und auch bei ähnlichen Aufgaben oft gänzlich verschiedene Lösungen möglich sind, so wird das Studium solcher Aufgaben doch den jungen Ingenieur befähigen, sich die Kenntnisse zu verschaffen, die ihm später von Nutzen sind.

Früher erschienen:

Erster Band: **Baumaschinen.** Mit 291 Abb. X, 302 Seiten Gr.-8°. 1956. Ganzleinen DM 37,50

Inhaltsübersicht: Einleitung. Maschinen für Erd- und Felsarbeiten. Maschinen für Gründungsarbeiten. Maschinen für Transport und Heben. Maschinen für die Aufbereitung der Zuschlagstoffe, Betonbereitung usw. Maschinen für die Herstellung von Straßendecken. Geräte im Hochbau. Literaturverzeichnis — Sachverzeichnis.

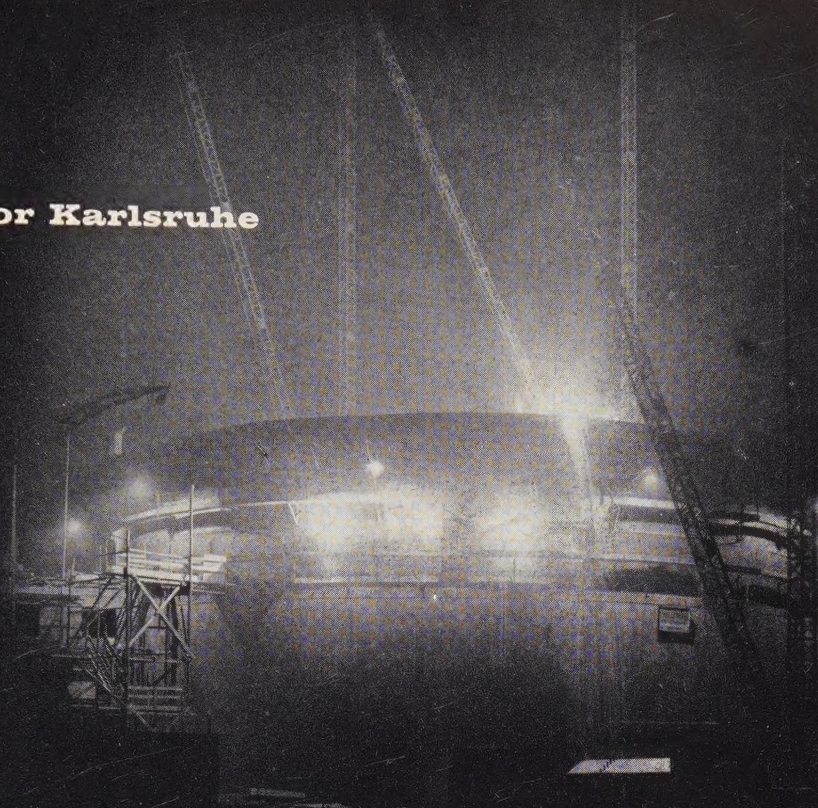
Zweiter Band: **Baueinrichtungen.** Mit 160 Abb. VIII, 314 Seiten Gr.-8°. 1957.

Ganzleinen DM 40,50

Inhaltsübersicht: Einleitung. Ausschreibung und Vertrag. Organisation der Baufirmen und der Bauleitung. Entwurf der Baueinrichtung. Die Bauausführung. Allgemeines. Beispiele von modernen Baueinrichtungen. Literaturverzeichnis. Orts- und Sachverzeichnis.

**SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG**

## Der Kernreaktor Karlsruhe



### Dingler konstruiert, baut und liefert

Apparate und Anlagen für die chemische Industrie und Kerntechnik · Behälter und Tanks jeder Größe und Ausführung · Schleusen · Wehranlagen und Sperrtore sämtlicher Systeme einschließlich der Antriebe · Wasserkraftanlagen · Windkanäle Axial- und Radialgebläse · Grubenventilatoren Fördermaschinen · Kolbenkompressoren · Dampfmaschinen und Dampfkessel · Armaturen und Rohrleitungen · Kokereieinrichtungen · Gasreinigungsanlagen · Betriebsfertige Hochofenanlagen · Hüttenwerkseinrichtungen · Straßen- und Kanalbaumaschinen

Das Reaktorgebäude Karlsruhe, das z. Zt. montiert wird, ist eine Dingler-Konstruktion: eine geschweißte, nach der Schalentheorie berechnete Kreiszylinderschale von 38 m Durchmesser und 27,5 m Höhe, bei der die dünnwandige Schale ohne jede vertikale Versteifung 180 Tonnen aus der umlaufenden Kranbahn aufnimmt. Eine schwierige Aufgabe nicht nur für den Statiker, sondern auch für die Montage, denn die Größe der Vorbeulen ist auf 0,8 % begrenzt; dabei darf der max. Wert der Beultiefe  $\frac{1}{1000}$  des Radius nicht übersteigen. Beide Werte wurden bis jetzt wesentlich unterschritten; sie zeigen, wie genau bei Dingler gearbeitet wird.

Dingler liefert auch den biologischen Schirm des FR 2 und ist mit der Gesamtmontage des eigentlichen Reaktors betraut.

# DINGLER

# MENCK



**Im schwersten Einsatz  
triumphiert der MENCK-Bagger**

# DER BAUINGENIEUR

## ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN  
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

34. JAHRGANG

JANUAR 1959

HEFT 1

### Inhaltsübersicht

Seite

DK 624.073.74

*Prof. Dr.-Ing. K. Sattler, Berlin:*

Betrachtungen über Trägerroste mit Steifigkeitsunterschieden zwischen Rand- und Innenträgern

Mit 17 Abbildungen ..... 1

DK 624.044 : 624.072.2 : 624.012.45

*Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel, Darmstadt:*

Ein Beitrag zur Berechnung der elastischen und plastischen Durchbiegungen schlaff bewehrter Stahlbetonbalken

Mit 4 Abbildungen ..... 9

DK 627.881 : 532

*Obering. J. Frank, Erlangen:*

Fortschritte in der Hydraulik des Sohlenrechens

Mit 9 Abbildungen ..... 12

DK 624.042.7/.8 : 534.838

*Dr.-Ing. J. Geiger, Augsburg:*

Über die Beurteilung der Gefährlichkeit von Erschütterungen bei Bauten. Mit 4 Abbildungen..... 19

DK 620.197

*Dipl.-Ing. H. Hebberling, Unterschondorf am Ammersee:*

Zur Rostschutzfrage ..... 23

### Kurze Technische Berichte

DK 694.3 : 69.057.58 : 621.039.42 (73)

Einschalung der Stahlbetonkuppel des neuen Reaktorlaboratoriums in Princeton N.J. Mit 3 Abbildungen... 24

DK 624.953-758.33 : 621.039.42 (73)

Gasdichter Einschluß des Siedewasserreaktor-Versuchskraftwerkes des Argonne National Laboratory, Lemont, Illinois, USA. Mit 9 Abbildungen..... 25

DK 624.5 : 69.057.1 (73)

Die Montage der Mackinac-Straits Hängebrücke, USA.

Mit 6 Abbildungen ..... 30

DK 69.059.22 : 550.34 : 624.042.7 (725.1)

Erdbebenschäden in Mexico City. Mit 2 Abbildungen... 32

DK 627.213 : 627.215 : 627.3 (763)

Louisianas neuer Seehafen am Mississippi, 360 km landeinwärts. Mit 3 Abbildungen ..... 33

Buchbesprechungen ..... 35

Neuerscheinungen ..... 37

Verschiedenes..... 37

Mitteilungen aus der Industrie ..... 40

# DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

**Professor Dr.-Ing. K. Sattler,**

Technische Universität Berlin,  
Lehrstuhl für Stahlbau

(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 35

**Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,**

(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

**Schriftleitung „Der Bauingenieur“,**  
Berlin-Wilmersdorf,  
Heidelberger Platz 3,  
Springer-Verlag.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

**Nachdruck:** Mit der Annahme des Manuskripts erwirbt der Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder. Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen vorher an anderer Stelle nicht veröffentlicht sein und auch später nicht anderweitig veröffentlicht werden.

Photographische Vervielfältigungen, Mikrofilme, Mikrophote von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus sind ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages nicht gestattet.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

**Erscheinungsweise:** Monatlich.

**Bezugspreis:** Vierteljährlich DM 12,— (Einzelheft DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,60 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

**Anzeigen** nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 83 03 01) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

**SPRINGER-VERLAG**

Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3,

Fernsprecher: Sammelnummer 83 03 01.

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 28—30,

Fernsprecher: 2 79 01—4.

## Betrachtungen über Trägerroste mit Steifigkeitsunterschieden zwischen Rand- und Innenträgern

Von o. Prof. Dr.-Ing. Konrad Sattler, Berlin

DK 624.073.74

### 1. Allgemeine Betrachtungen über Trägerroste

Die Wichtigkeit dieser meist hochgradig statisch unbestimmten Systeme erkennt man daraus, daß seit den ersten Betrachtungen Engessers (1889) bis heute ein außergewöhnlich umfangreiches Schrifttum entstanden ist. Bis etwa 1945 ist dieses durch die sogenannte Stabstatik gekennzeichnet. Praktisch alle in der Statik bekannten Verfahren, wie Schnittlasten- und Deformationsmethoden, genaue und Näherungsberechnungen, sowie Modellmeßverfahren wurden in Anwendung gebracht bzw. besonders für diese Tragsysteme weiter entwickelt. Besonders interessant sind dabei die strengen Lösungen auf Grund der „Eigenwerte“ mit orthogonalen Belastungsanordnungen wie z. B. von Melan-Schindler [1] und Homberg [2], [3]. Von diesen Verfassern wurden — ebenso wie von Leonhardt [4] — Tabellen für frei aufliegende, torsionsfreie Trägerroste angegeben, mit deren Hilfe die Berechnungen unter besonderen Bedingungen verhältnismäßig einfach durchgeführt werden können. Variiert werden können hierbei sowohl die Anzahl der Haupt- und Querträger als auch die Verhältnisse der Steifigkeiten zwischen Rand-, Innenträger und Querträger.

Das Wesen und die Besonderheiten der zahlreichen Berechnungsverfahren können aus der enzyklopädischen Arbeit von Janssonius [5] ersehen werden, die praktisch das gesamte zugehörige Schrifttum bis 1948 umfaßt. Man erkennt daraus, daß auch immer wieder versucht wurde, die genauen Lösungen durch Näherungslösungen zu umgehen. Vor allem bei den torsionssteifen Rosten steht der in der Praxis tätige Ingenieur dabei oft vor einem kaum zu bewältigenden Arbeitsaufwand. Als Ergänzung zu obiger Schrifttumsangabe sei für torsionssteife Roste noch auf die Arbeiten von Jäger [6] und Beer [7] verwiesen.

Durch den Übergang zur Kontinuumsstatik, d. h. in diesem Falle durch die Anwendung der Differentialgleichung der orthogonal anisotropen Platte, ergaben sich neue Möglichkeiten für die Berechnung von Trägerrosten. Was die Differentialgleichung selbst betrifft, so ist in einer zusammenfassenden Arbeit von Chwalla [8] die Entwicklung derselben und die der verschiedenen Anisotropiekonstanten in ganz allgemeiner Form gezeigt, und es ist auch ein erschöpfendes Schrifttumsverzeichnis hierzu angegeben. Die diesbezüglichen Lösungen von Guyon [9] und Massonnet [10], [11], [12] und die Auswertung derselben in Kurventafeln ermöglichen in sehr guter Näherung die schnelle und einfache Berechnung zweiseitig gelenkig aufgelagerter Trägerroste. Die Entwicklung der Lösungen, Angaben über Voraussetzungen und Fehlerempfindlichkeiten usw. können aus obigen Arbeiten entnommen werden. Eine kurze zusammenfassende Darstellung mit den Kurventafeln ist durch den Verfasser [13] erfolgt. In dieser Arbeit wurde auch die Erweiterung dieses Verfahrens für statisch unbestimmte Systeme bzw. für Hauptträger mit veränderlichen Trägheitsmomenten gezeigt. Voraussetzung ist bei der Verwendung der Kurventafeln nach Guyon-Massonnet, daß alle Hauptträger gleiches Trägheitsmoment aufweisen. In vielen Fällen haben die Randträger aus konstruktiven Gründen ein anderes — oft ein wesentlich anderes — Trägheitsmoment  $J_r$  als die inneren Hauptträger ( $J_m$ ). Die Berechnung solcher Systeme behandeln z. B. Little und Rowe [14].

Ziel umfangreicher Untersuchungen des Verfassers war es nun, eine für die Praxis einfache Berechnungsweise für

Systeme mit  $J_r \neq J_m$  zu finden. Es war von vornherein klar, daß es sich auf Grund des früher Gesagten nur um eine Näherungsberechnung handeln konnte. Es wird nachfolgend gezeigt, daß man auch bei solchen Systemen die Querverteilungseinflußlinien für  $J_r = J_m$  nach Guyon-Massonnet mit allen Erweiterungen [13] als Ausgangsbasis benutzen kann, und daß man lediglich durch verschiedene Verzerrungen der symmetrischen und antisymmetrischen Anteile dieser Einflußlinien die entsprechenden Querverteilungseinflußlinien für Systeme mit  $J_r \neq J_m$  erhält. Die einfache Anwendung dieses neuen Verfahrens ist am Schluß in Zahlenbeispielen gezeigt. Aus diesen ist im Vergleich zu genauen Werten auch die für den Ingenieur völlig ausreichende Genauigkeit der Näherungsberechnung zu erkennen.

### 2. Bestimmung der Ordinaten „k“ der Querverteilungseinflußlinien

a) Trägerroste mit  $J_r = J_m$

Bezüglich aller Grundlagen und Voraussetzungen des Verfahrens von Guyon-Massonnet wird auf die Zusammenfassung [13] verwiesen, wonach bei torsionsfreien Trägerrosten nur der Parameter

$$\vartheta = \frac{b}{l} \cdot \sqrt[4]{\frac{J_p \cdot q}{J_q \cdot p}} \quad (1)$$

und bei torsionssteifen Trägerrosten außer  $\vartheta$  nur noch der Torsionssteifigkeitsfaktor

$$a = \frac{G \cdot \left[ \frac{J_{d,p}}{p} + \frac{J_{d,q}}{q} \right]}{2 E \cdot \sqrt[4]{\frac{J_p \cdot J_q}{p \cdot q}}} \quad (2)$$

zu berechnen ist. Zugehörig zu den beiden Grenzfällen  $a = 0$  und  $a = 1$  können dann aus den unter [13] angegebenen 11 Kurventafeln unmittelbar die Verteilungsfaktoren  $K_0$  bzw.  $K_1$  abgegriffen werden. (Als Beispiele sind in Abb. 1 und 2 die Kurven der Verteilungsfaktoren  $K_0$  und  $K_1$  für die Trägerlage  $f = \frac{b}{4}$  nochmals angegeben.)

Diese Kurven werden den nachfolgenden Entwicklungen und Zahlenbeispielen zugrunde gelegt.

Für die Zwischenwerte von  $a$  zwischen 0 und 1 wird von Massonnet die Interpolationsformel

$$K = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{a} \quad (3)$$

vorgeschlagen.

Die diesbezüglichen im Verlauf der vorliegenden Arbeit durchgeführten Untersuchungen haben aber ergeben, daß mit Gl. (3) unter Umständen zu große Fehler entstehen können, und es wird daher empfohlen, statt Gl. (3) die nachfolgenden Interpolationsformeln zu verwenden, und zwar für:

$$\left. \begin{aligned} 0 < \vartheta \leq 0,1; \quad K &= K_0 + (K_1 - K_0) \cdot a^{0,05}, \\ 0,1 < \vartheta \leq 1,0; \quad K &= K_0 + (K_1 - K_0) \cdot a^{\left(1 - \exp \frac{0,065 - \vartheta}{0,663}\right)}, \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

wobei  $\exp u = e^u$  bedeutet.

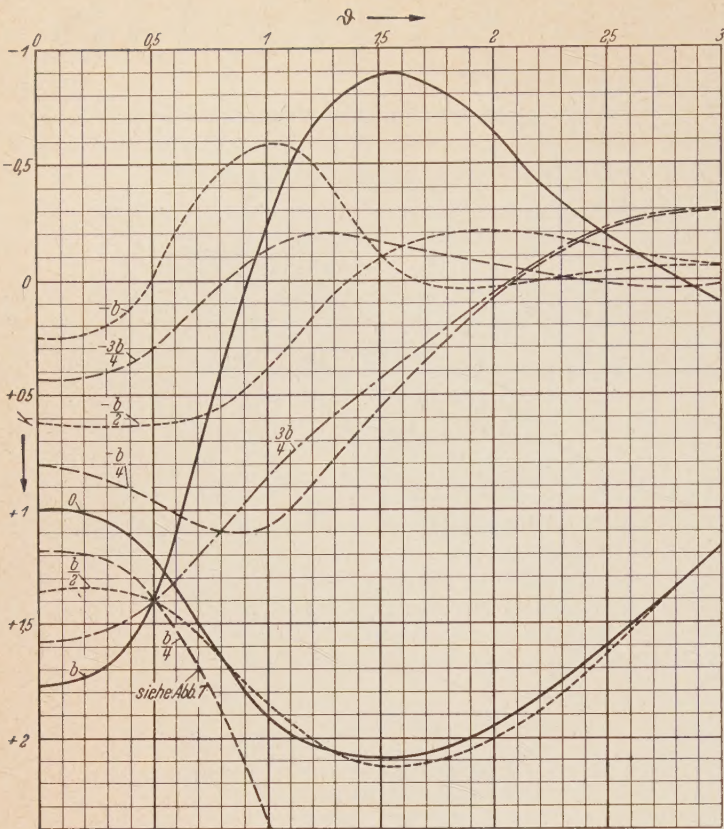


Abb. 1. Querverteilungsfaktoren  $K_0$  für Trägerlage  $f = \frac{b}{4}$   
(nach Guyon).

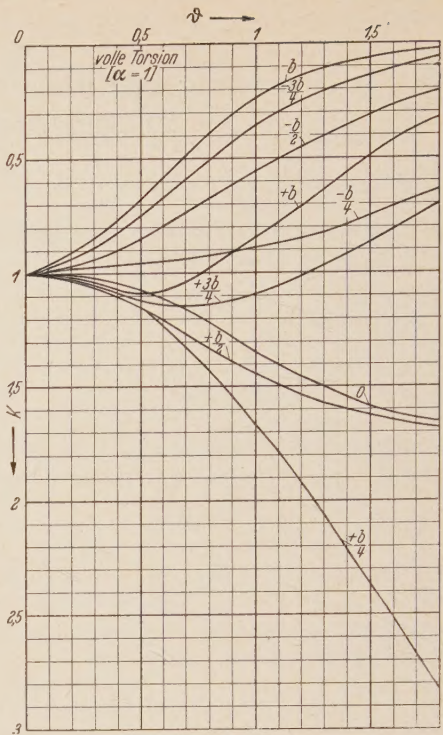


Abb. 2.  
Querverteilungsfaktoren  $K_1$  für Trägerlage  $f = \frac{b}{4}$   
(nach Massonnet).

Nachfolgend werden statt der Verteilungsfaktoren  $K$  die Ordinaten der Querverteilungseinflußlinien

$$k = \frac{K}{n}$$

verwendet, wobei  $n$  die Anzahl der Hauptträger ist. Es gelten hierbei die Bezeichnungen

- $k_{a,b,0}$  für  $a = 0$ ;
- $k_{a,b,1}$  für  $a = 1$  und
- $k_{a,b,a}$  für  $0 < a < 1$
- usw.

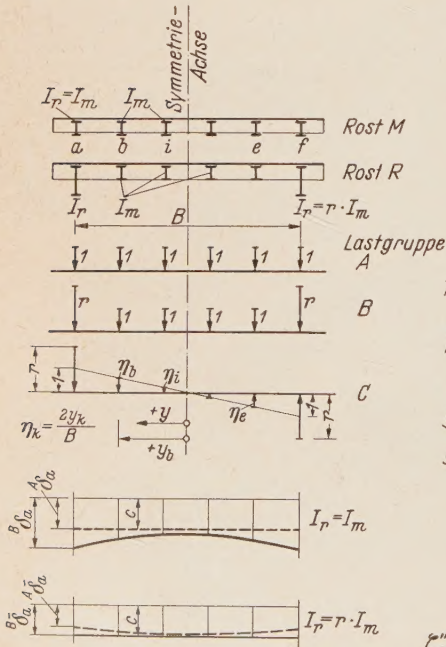


Abb. 3.

- b) Torsionsfreie Trägerroste mit  $J_r = J_m$  ( $a = 0$ ).  
Betrachtet man Abb. 3, so erkennt man, daß für den Trägerrost  $M$  mit  $r = \frac{J_r}{J_m} = 1$  die Lastgruppe  $A$  eine horizontale Lage des mittleren Querträgers bedingt. Die Größe der Durchbiegung sei  $\delta_a = \delta_b = \dots = c$ . Für den Trägerrost  $R$  mit  $r = \frac{J_r}{J_m}$  erhält man unter Zugrundelegung der Lastfalles  $B$  die gleiche Durchbiegungslage und wieder  $\delta_a = \delta_b = \dots = c$ . Außerdem muß sich für den Trägerrost  $R$  unter Zugrundelegung des Lastfalles  $C$  mit  $\eta_i = \frac{2y_i}{B}$  eine Schräglage des mittleren Querträgers einstellen, b

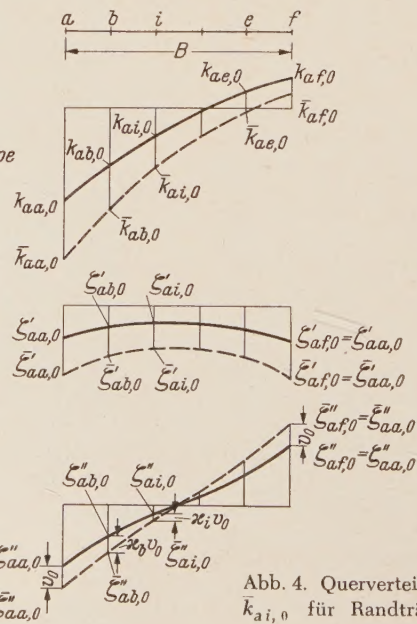


Abb. 4. Querverteilungseinflußlinie  $k_{ai,0}$  für Randträger  $a$  ( $a = 0$ ).

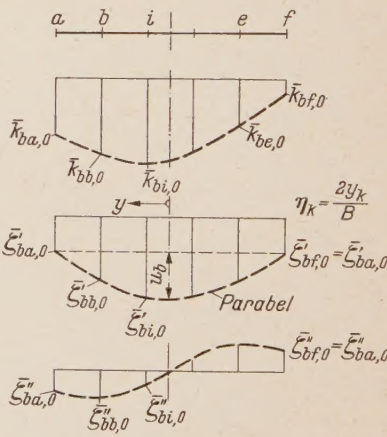


Abb. 5. Querverteilungseinflußlinie  $k_{bi,0}$  für Innenträger  $b$  ( $a = 0$ ).

der letzterer völlig gerade bleibt. Diese einfachen Erkenntnisse bilden den Ausgangspunkt für die nachfolgenden Ergebnisse.

Wirkt auf den Trägerrost  $M$  die Lastgruppe  $B$ , so ergibt sich für den Randträger  $a$  die Durchbiegung  ${}^B\delta_a$ ; wirkt auf den Trägerrost  $R$  die Lastgruppe  $A$ , so erhält man  ${}^A\delta_a$ .

Es wurde nun festgestellt, daß die Beziehung besteht:

$$\frac{{}^A\delta_a}{{}^B\delta_a} = \frac{{}^A\delta_a}{{}^B\delta_a} \quad (6)$$

Randträger  $a$

In Abb. 4 sind für den Trägerrost  $M$  ( $r = 1$ ) die Ordinaten  $k_{ai,0}$  der Querverteilungseinflußlinien des Randträgers  $a$  dargestellt. Für den Trägerrost  $R$  mit  $r = \frac{J_r}{J_m}$  werden sich andere Ordinaten  $k_{ai,0}$  ergeben. (Die Abb. 4 entspricht einem Wert  $r > 1$ ).

Wertet man für den Trägerrost  $M$  die Einflußlinie für  $k_{ai,0}$  mit der in Abb. 3 angegebenen Lastgruppe  $A$  aus, so ergibt sich:

$${}^A\delta_a = c \cdot \sum_{r+m} k_{ai,0} = c, \quad \text{da} \quad \sum_{r+m} k_{ai,0} = 1.$$

Weiter ist für die Lastgruppe  $B$  der Abb. 3

$${}^B\delta_a = c \cdot \left[ r \cdot \sum_r k_{ai,0} + \sum_m k_{ai,0} \right],$$

wobei  $\sum_r k_{ai,0}$  über die beiden Randträger,  $\sum_m k_{ai,0}$  über alle Innenträger,  $\sum_{r+m} k_{ai,0}$  über Rand- und Innenträger zu erstrecken sind. Für den Trägerrost  $R$  ergibt sich unter Benutzung der Einflußlinie  $\bar{k}_{ai,0}$  in ähnlicher Weise:

$${}^A\delta_a = \frac{c}{r} \cdot \sum_{r+m} \bar{k}_{ai,0}$$

und

$${}^B\delta_a = \frac{c}{r} \cdot \left[ r \cdot \sum_r k_{ai,0} + \sum_m k_{ai,0} \right] = c,$$

da  $r \cdot \sum_r k_{ai,0} + \sum_m k_{ai,0} = r$  sein muß.

(Wirkt die Lastgruppe  $B$  auf den Trägerrost  $R$ , so muß auf einen Randträger die Belastung  $r$  entfallen!)

Nach Gl. (6) ergibt sich somit

$$\frac{1}{r \cdot \sum_r k_{ai,0} + \sum_m k_{ai,0}} = \frac{\sum_{r+m} \bar{k}_{ai,0}}{r},$$

bzw. man erhält die Summe aller Ordinaten für den äußeren Randträger des Rostes  $R$

$$\sum_{r+m} \bar{k}_{ai,0} = Z_{a,0} = \frac{r}{r \cdot \sum_r k_{ai,0} + \sum_m k_{ai,0}} = \frac{r}{r \cdot \sum_r \zeta'_{ai,0} + \sum_m \zeta'_{ai,0}} \quad (7)$$

aus den bekannten Ordinaten  $k_{ai,0}$  des Rostes  $M$  ( $r = 1$ ).  $\sum_{r+m} \zeta''_{ai,0}$  wird für einen symmetrischen Lastfall Null.

Es handelt sich nun noch darum, die Form der  $k_{ai,0}$ -Linie zu finden. Zu diesem Zwecke werden alle Ordinaten der bereits bekannten  $k_{ai,0}$ -Linie in einen symmetrischen Anteil  $\zeta'_{ai,0}$  und einen antimetrischen Anteil  $\zeta''_{ai,0}$  zerlegt.

Z. B. ist nach Abb. 4

$$\begin{aligned} \zeta'_{aa,0} &= \frac{1}{2} (k_{aa,0} + k_{af,0}); & \zeta''_{aa,0} &= \frac{1}{2} (k_{aa,0} - k_{af,0}) \\ \zeta'_{ab,0} &= \frac{1}{2} (k_{ab,0} + k_{ae,0}); & \zeta''_{ab,0} &= \frac{1}{2} (k_{ab,0} - k_{ae,0}) \text{ usw.} \end{aligned} \quad (8)$$

Es wurde festgestellt, daß die symmetrischen Anteile der Ordinaten  $\zeta'_{ai,0}$  für einen Rost  $R$  gegenüber denen  $\zeta'_{ai,0}$  für einen Rost  $M$  linear verzerrt sind, d. h. es gilt:

$$\zeta'_{ai,0} = \mu_0 \cdot \zeta'_{ai,0} \quad (9)$$

Für die Lastgruppe  $A$  nach Abb. 3 und den Rost  $R$  muß somit gelten:

$$\mu_0 \cdot \sum_{r+m} \zeta'_{ai,0} = \sum_{r+m} k_{ai,0} = Z_{a,0}.$$

Da  $\sum_{r+m} \zeta'_{ai,0} = 1$  sein muß, ist:

$$\mu_0 = Z_{a,0} \quad (10)$$

Für die antimetrischen Anteile  $\zeta''_{ai,0}$  wurde festgestellt, daß entsprechend Abb. 4 gilt:

$$\left. \begin{aligned} \zeta''_{ai,0} &= \zeta''_{ai,0} + \kappa_{i,0} \cdot v_0, \\ \zeta''_{aa,0} &= \zeta''_{aa,0} + v_0, \end{aligned} \right\} \text{ mit } \kappa_{i,0} = \frac{\zeta''_{ai,0}}{\zeta''_{aa,0}} \quad (11)$$

Unter der Lastgruppe  $C$  nach Abb. 3 muß beim Trägerrost  $R$  auf den Randträger der Belastungsanteil  $r$  entfallen. Somit ergibt sich bei Auswertung der  $\zeta'_{ai,0}$ -Kurve:

$$2r \cdot (\zeta''_{aa,0} + v_0) + 2 \cdot \left[ \sum_{\eta=0}^{\eta_h} \eta_i \cdot (\zeta''_{ai,0} + \kappa_{i,0} \cdot v_0) \right] = r \quad (12)$$

Aus dieser Gleichung kann die einzige Unbekannte  $v_0$  berechnet werden und man erhält damit die Ordinaten der Querverteilungseinflußlinie:

$$\left. \begin{aligned} k_{aa,0} &= \mu_0 \cdot \zeta'_{aa,0} + \zeta''_{aa,0} + v_0 = \zeta'_{aa,0} + \zeta''_{aa,0} + v_0, \\ k_{ai,0} &= \mu_0 \cdot \zeta'_{ai,0} + \zeta''_{ai,0} + \kappa_{i,0} \cdot v_0 = \zeta'_{ai,0} + \zeta''_{ai,0} + \kappa_{i,0} \cdot v_0. \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

#### Innenträger

Zuerst werden für den Rost mit  $r = 1$  die gegebenen Einflußlinienordinaten  $k_{ik,0}$  entsprechend Gl. (8) in die Anteile  $\zeta'_{ik,0}$  und  $\zeta''_{ik,0}$  zerlegt. Nach dem Satz von Maxwell gilt für den Rost mit  $J_r = J_m$ :

$$k_{ia,0} = \frac{1}{r} \bar{k}_{ai,0} \quad \text{bzw.} \quad \zeta'_{ia,0} = \frac{1}{r} \cdot \zeta'_{ai,0}; \quad \zeta''_{ia,0} = \frac{1}{r} \cdot \zeta''_{ai,0}; \text{ usw.} \quad (14)$$

Für die beiden Randordinaten des Trägers  $b$  nach Abb. 5 gilt mit Abb. 4

$$\bar{k}_{ba,0} = \frac{1}{r} \bar{k}_{ab,0}; \quad k_{bf,0} = \frac{1}{r} k_{ae,0}; \quad \zeta'_{ba,0} = \frac{1}{r} \cdot \zeta'_{ab,0} \text{ usw.} \quad (14a)$$

wobei  $k_{ab,0}$ ,  $k_{ae,0}$ ,  $\zeta'_{ab,0}$  usw. aus der Berechnung des Randträgers bereits bekannte Werte sind. Die Randordinaten der Einflußlinie  $k_{bk,0}$  sind somit schon bekannt. Für die symmetrische Lastgruppe  $B$  muß auf den Träger  $b$  der Lastanteil 1 entfallen. Somit gilt:

$$2r \cdot \zeta'_{ba,0} + \sum_m \zeta'_{bk,0} = 1.$$

Für die symmetrische Lastgruppe  $A$  erhält man entsprechend:

$$2 \cdot \zeta'_{ba,0} + \sum_m \zeta'_{bk,0} = \sum_{r+m} k_{bk,0} = Z_{b,0}.$$

Nach Elimination von  $\sum_m \zeta'_{bk,0}$  ergibt sich:

$$\left. \begin{aligned} Z_{b,0} &= \sum_{r+m} k_{bk,0} = 1 - 2 \cdot \zeta'_{ba,0} \cdot (r-1), \\ Z_{i,0} &= \sum_{r+m} k_{ik,0} = 1 - 2 \cdot \zeta'_{ia,0} \cdot (r-1), \quad \text{usw.} \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

Für die Trägerroste mit 3 und 4 Hauptträgern kann daraus sofort der symmetrische Anteil der Querverteilungseinflußlinie gewonnen werden.

Für 3 Hauptträger gewinnt man durch Auswerten der Einflußlinie für die Lastgruppe  $B$  unter Beachtung von (14a):

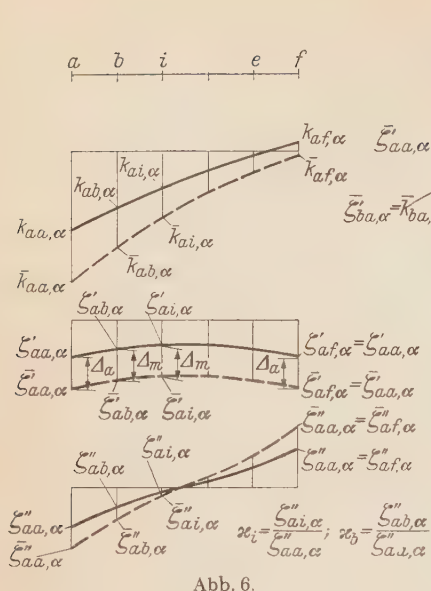


Abb. 6.

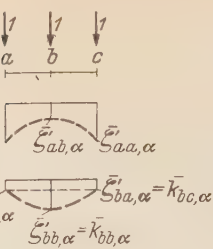


Abb. 7.

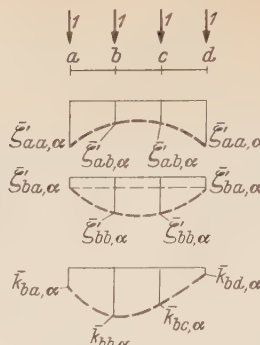


Abb. 8.

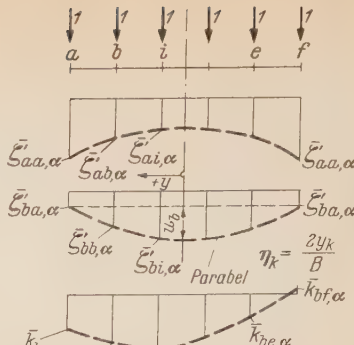


Abb. 9.

Abb. 6. Querverteilungseinflußlinie  $k_{ai,a}$  für Randträger  $a$  ( $\alpha \neq 0$ ).

Abb. 7. Querverteilungseinflußlinie  $k_{bi,a}$  für Mittelträger  $b$  ( $\alpha \neq 0$ ).

Abb. 8. Querverteilungseinflußlinie  $k_{bi,a}$  für Innenträger  $b$  ( $\alpha \neq 0$ ).

Abb. 9. Querverteilungseinflußlinie  $k_{bi,a}$  für Innenträger  $b$  ( $\alpha \neq 0$ ).

$$\left. \begin{aligned} \zeta'_{bb,0} &= 1 - 2\zeta'_{ab,0} \\ \text{und entsprechend für 4 Hauptträger:} \\ \zeta'_{bb,0} &= 0,5(1 - 2\zeta'_{ab,0}) \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

Für  $n$  Hauptträger muß, nachdem die Summe der Ordinaten bekannt ist, wieder die Form der Einflußlinie bestimmt werden. Für die symmetrischen Anteile  $\zeta'_{bk,0}$  des Innenträgers  $b$  kann die Parabelform nach Abb. 5 angenommen werden:

$$\zeta'_{bk,0} = \zeta'_{ba,0} + u_b(1 - \eta_k^2). \quad (17)$$

Die einzige Unbekannte ist dann der Wert  $u_b$ . Nach Auswertung für die Lastgruppe A wird:

$$\begin{aligned} \sum_{r+m} \zeta'_{bk,0} &= n \cdot \zeta'_{ba,0} + u_b \cdot \sum_m (1 - \eta_k^2) = n \cdot \zeta'_{ba,0} + \\ &+ u_b \cdot \left[ n - 2 - 2 \cdot \sum_{\eta_0}^{\eta_b} \eta_k^2 \right] = Z_{b,0}, \end{aligned} \quad (18)$$

woraus  $u_b$  berechnet werden kann.

Für die antimetrischen Anteile kann eingeführt werden:

$$\zeta''_{bk,0} = \zeta''_{bk,0} + \left[ \zeta'_{ba,0} \cdot \eta_k + 0,45 \cdot \vartheta^3 \cdot (\eta_k - \eta_k^2) - \zeta''_{bk,0} \right] \cdot \frac{(r-1)}{r} \cdot 1,10. \quad (19)$$

Für den Träger  $i$  gelten die Formeln sinngemäß.

Somit ist endgültig:

$$k_{bk,0} = \zeta'_{bk,0} + \zeta''_{bk,0}; \quad k_{ik,0} = \zeta'_{ik,0} + \zeta''_{ik,0} \quad \text{usw.} \quad (20)$$

Die gute Übereinstimmung der Ergebnisse nach diesen Formeln mit genauen Werten ist aus den Zahlenbeispielen ersichtlich.

c) Torsionssteife Trägerroste mit  $J_r \neq J_m$  ( $0 < \alpha \leq 1,0$ )

Für torsionssteife Roste ( $\alpha \neq 0$ ) mit  $r \neq 1$  werden die Verhältnisse wesentlich komplizierter, da die unter Abschnitt b) für den torsionsfreien Rost entwickelten Bedingungsgleichungen nicht mehr oder nur in Annäherung gültig sind. Nimmt man an, daß für den Randträger die Torsionssteifigkeit  $J_{d,r}$  in demselben Verhältnis wie die Biegesteifigkeit  $J_r$  zunimmt, d. h. daß gilt

$$\frac{J_{d,r}}{J_r} = \frac{J_{d,m}}{J_m} \quad (21)$$

so können für den überaus großen Bereich  $0 < \alpha \leq 1,0$ ,  $0 \leq \vartheta \leq 1,0$ ,  $1 \leq r \leq 10$  und  $n \leq 10$  (Anzahl der Haupt-

träger) die nachfolgenden Näherungsformeln verwendet werden.

#### Randträger

Für den Trägerrost mit  $r = 1$  und den gegebenen Werten von  $\vartheta$  und  $\alpha$  nach Gl. (1) und Gl. (2) sind aus den Kurven von Guyon ( $\alpha = 0$ ) und Massonnet ( $\alpha = 1$ ) und unter Benutzung der Gl. (4) und Gl. (5) die Ordinaten  $k_{ai}$  bekannt (Abb. 6). Diese Ordinaten werden entsprechend Gl. (8) in ihre symmetrischen und antimetrischen Anteile zerlegt, wie z. B.

$$\zeta'_{aa,\alpha}, \quad \zeta''_{aa,\alpha}, \quad \zeta'_{ab,\alpha}, \quad \zeta''_{ab,\alpha} \quad \text{usw.}$$

Entsprechend Gl. (7) wird der Wert

$$\mu_a = \frac{r \cdot \sum_{r+m} k_{ai,\alpha} + \sum_m k_{ai,\alpha}}{r \cdot \sum_{r+m} \zeta'_{ai,\alpha} + \sum_m \zeta'_{ai,\alpha}} \quad (22)$$

bestimmt und damit die Größe

$$\Delta_a \approx (\mu_a - 1) \cdot \zeta'_{aa,\alpha}. \quad (23)$$

Für Trägerroste mit  $r \neq 1$  ergeben sich damit (siehe Abb. 6)

$$\left. \begin{aligned} \text{für } n = 3 \text{ bis } 5: \Delta_a &\approx \Delta_m, \\ \text{für } n > 5: \Delta_m &\approx \Delta_a \cdot \sqrt{\frac{5}{n}} \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

und daraus die symmetrischen Ordinatenanteile:

$$\left. \begin{aligned} \zeta'_{aa,\alpha} &= \zeta'_{aa,\alpha} + \Delta_a = \mu_a \cdot \zeta'_{aa,\alpha}, \\ \zeta'_{ai,\alpha} &= \zeta'_{ai,\alpha} + \Delta_m. \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

Zur Bestimmung der antimetrischen Ordinatenanteile  $\zeta''_{ai,\alpha}$  werden zuerst für  $r = 1$  die Werte  $\kappa_{i,\alpha}$  ermittelt. Damit wird:

$$\left. \begin{aligned} \kappa_{i,\alpha} &= \frac{\zeta''_{ai,\alpha}}{\zeta'_{aa,\alpha}}, \\ \zeta''_{aa,\alpha} &= \nu \cdot \zeta''_{aa,\alpha} \quad \text{und} \quad \zeta''_{ai,\alpha} = \kappa_{i,\alpha} \cdot \zeta''_{aa,\alpha} \quad \text{mit} \\ \nu &= 1 + \left[ \frac{(1,1 + 1,8 \cdot \sqrt{\alpha^2} \cdot e^{-2\vartheta^2}) \cdot (0,6 + 0,1n) - 1}{(r-1) \cdot 1,10} \right] \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

und schließlich

$$k_{ai,\alpha} = \zeta'_{ai,\alpha} + \zeta''_{ai,\alpha}. \quad (27)$$

#### Innenträger

Für die inneren Träger sind wieder nach Maxwell die Randordinaten der Querverteilungseinflußlinien durch

die entsprechenden Ordinaten für den äußeren Hauptträger bereits gegeben:

$$\bar{\zeta}_{i,a} = \frac{1}{r} \cdot \bar{\zeta}'_{a,i,a}; \quad \bar{\zeta}'_{i,a} = \frac{1}{r} \cdot \bar{\zeta}'_{a,i,a}; \quad \bar{\zeta}''_{i,a} = \frac{1}{r} \cdot \bar{\zeta}''_{a,i,a}; \quad \text{usw.} \quad (28)$$

Symmetrische Anteile  $\bar{\zeta}'_{i,k,a}$ : Sind alle Ordinaten  $\bar{\zeta}'_{a,i,a}$  des Randträgers bekannt und nach Gl. (28) auch die Randordinaten  $\bar{\zeta}'_{i,a}$  der inneren Hauptträger, so kann die Summe der Ordinaten  $\bar{\zeta}'_{i,k,a}$  für alle inneren Hauptträger bestimmt werden.

### 3 Hauptträger ( $n = 3$ ):

Wertet man die beiden Einflußlinien für die äußeren Hauptträger  $a$  und  $c$  und die des mittleren Trägers  $b$  mit in Abb. 7 angegebenen Lastgruppe aus, so muß sich ergeben:

$$\sum \bar{\zeta}'_{i,k,a} = n = 3, \\ 2 \cdot \bar{\zeta}'_{b,a} + \bar{\zeta}'_{b,b} + 2 \cdot (2 \cdot \bar{\zeta}'_{a,a} + \bar{\zeta}'_{a,b}) = 3,$$

und mit

$$\bar{\zeta}'_{b,a} = \frac{1}{r} \cdot \bar{\zeta}'_{a,b,a}, \\ \bar{\zeta}'_{b,b} = 3 - 4 \cdot \bar{\zeta}'_{a,a} - 2 \cdot \frac{r+1}{r} \cdot \bar{\zeta}'_{a,b,a}. \quad (29)$$

### 4 Hauptträger ( $n = 4$ ):

Bei Belastung durch 4 Lasten  $P = 1$  und Auswertung der Einflußlinien für die äußeren Hauptträger  $a$  und  $d$  und für die inneren Träger  $b$  und  $c$  nach Abb. 8 erhält man:

$$4 \cdot \bar{\zeta}'_{b,b} + 4 \cdot \bar{\zeta}'_{b,a} + 4 \cdot \bar{\zeta}'_{a,a} + 4 \cdot \bar{\zeta}'_{a,b} = 4 \text{ bzw.} \\ \bar{\zeta}'_{b,b} = 1 - \bar{\zeta}'_{a,a} - \frac{r+1}{r} \bar{\zeta}'_{a,b,a}. \quad (30)$$

### $n$ Hauptträger:

Entsprechend Gl. (15) werden in Näherung die Werte

$$\left. \begin{aligned} Z_{b,a} &= 1 - 2 \cdot \bar{\zeta}'_{b,a,a} \cdot (r-1), \\ Z_{k,a} &= 1 - 2 \cdot \bar{\zeta}'_{k,a,a} \cdot (r-1), \text{ usw.} \end{aligned} \right\} \quad (31)$$

bestimmt.

Obwohl dies nicht wie früher die Ordinatensummen der einzelnen Einflußlinien sein können, bleibt doch für die inneren Hauptträger das Verhältnis der einzelnen Summen untereinander ungefähr bestehen, und es ist

$$\beta_i = \frac{Z_i}{\sum_m Z_k} \approx \frac{Z_i}{\sum_m Z_k}. \quad (32)$$

Die tatsächlichen Summen der Ordinaten betragen  $\bar{Z}_i$  für den Träger  $i$  und  $\bar{Z}_k$  für den Träger  $k$ .

Wertet man die tatsächlichen Einflußlinien  $\bar{\zeta}'$  für die äußeren und inneren Hauptträger mit der in Abb. 9 angegebenen Lastgruppe aus, so muß die Summe aller Ordinaten (Randträger + Innenträger) den Wert  $n$  ergeben. Somit ist

$$n = 2 \cdot \sum_{m+r} \bar{\zeta}'_{a,i,a} + \sum_m Z_k$$

und daraus mit Gl. (32)

$$\bar{Z}_i = \beta_i \left( n - 2 \cdot \sum_{r+m} \bar{\zeta}'_{a,i,a} \right). \quad (33)$$

Nimmt man für die Form der Einflußlinien  $\bar{\zeta}'_{i,k,a}$  des inneren Trägers  $i$  nach Abb. 9 eine Parabel an und wertet diese für die in Abb. 9 angegebene Belastung aus, so ergibt sich z. B. für Träger  $b$ :

$$n \cdot \bar{\zeta}'_{b,a} + u_b \cdot \sum_m (1 - \eta_k^2) = \bar{Z}_b, \quad \eta_k = \frac{2 y_k}{B}, \quad (34)$$

voraus  $u_b$  bestimmt werden kann.

Allgemein gilt somit für den Träger  $i$ :

$$\bar{\zeta}'_{i,k,a} \approx \bar{\zeta}'_{i,a} + u_i (1 - \eta_k^2). \quad (35)$$

Antimetrische Anteile  $\bar{\zeta}''_{i,k,a}$ : Aus den Ordinaten der Einflußlinien des Randträgers sind bereits nach Maxwell wieder die entsprechenden Randordinaten für die Einflußlinien der inneren Träger bekannt:

$$\bar{\zeta}''_{i,a} = \frac{1}{r} \bar{\zeta}''_{a,i,a}.$$

Für die inneren Ordinaten kann entsprechend Gl. (19) für den Träger  $b$  eingeführt werden:

$$\bar{\zeta}''_{b,k,a} = \bar{\zeta}''_{b,a} + \left[ \bar{\zeta}''_{b,a} \cdot \eta_k + 0,45 \cdot \vartheta^3 \cdot (\eta_k - \eta_k^2) - \bar{\zeta}''_{b,k,a} \right] \cdot \frac{(r-1)}{r} \cdot 1,10. \quad (36)$$

Für den Träger  $i$  gilt die Formel sinngemäß.

Weiter gilt:

$$k_{b,k,a} = \bar{\zeta}'_{b,k,a} + \bar{\zeta}''_{b,k,a}, \quad \text{usw.} \quad (37)$$

### Literatur

1. E. Melan und R. Schindler: Die genaue Berechnung von Trägerrosten. Wien 1942.
2. H. Homberg: Einflußflächen für Trägerroste. 1949.
3. H. Homberg: siehe [13].
4. F. Leonhardt und W. Andrä: siehe [13].
5. G. F. Janssonius: Nieuwe Vereffeningsmethoden voor het Berekenen van Balkroosters. Proefschrift, Techn. Hogeschool Delft 1948.
6. K. Jäger: siehe [13].
7. H. Beer und F. Resinger: siehe [13].
8. E. Chwalla: Über die Grundgleichungen der allgemeinen orthotropen Scheiben und Platten. Rendiconti e Pubblicazioni del Corso di Perfezionamento del Politecnico di Milano (1957), H. 7.
9. Y. Guyon: siehe [13].
10. Ch. Massonnet: siehe [13].
11. Ch. Massonnet: Contribution en calcul des ponts à poutres multiples. Annales des travaux publics de Belgique. 1950. Juin, octobre, décembre.
12. Ch. Massonnet: La répartition transversale des charges dans les ponts à arcs multiples. I.V.B.H. 1949, Vol. 7.
13. K. Sattler: Betrachtungen zum Berechnungsverfahren von Guyon-Massonnet für frei aufliegende Trägerroste und Erweiterung dieses Verfahrens auf beliebige Systeme. Bauing. 30 (1955), H. 3.
14. G. Little und R. E. Rowe: The effect of edge-stiffening and eccentric transverse prestress in bridges. Cement and Concrete Association, Technical Report. TRA. 279. November 1957.

### 3. Durchführung der Zahlenrechnung

Wie mit Hilfe der Kurventafeln von Guyon-Massonnet die Zahlenrechnung durchzuführen ist, wurde a. O. [13] bereits an verschiedenen Beispielen gezeigt. Anschließend soll zuerst mit den Beispielen 1 bis 3 die Interpolation für verschiedene Hauptträgeranzahlen  $n$  und verschiedene  $\alpha$ -Werte bei  $r = 1$  nochmals schematisch durchgeführt werden, da die erhaltenen Querverteilungseinflußlinien die Ausgangswerte für die Berechnungen mit  $r \neq 1$  bilden. Für die weiteren Beispiele werden dann aus Raumgründen die Querverteilungseinflußlinien für  $r = 1$  als gegeben vorausgesetzt, da sie in gleicher Weise aus den Kurventafeln gewonnen werden können.

#### A. Trägerroste mit $J_r = J_m$ ( $r = 1$ )

##### Beispiel 1

#### Torsionsfreier Trägerrost ( $\alpha = 0$ ) mit $\vartheta = 1,0$

Der Wert  $\vartheta$  ist nach Gl. (1) gegeben. Die hierfür aus den Kurventafeln für  $\alpha = 0$  entnommenen Ordinaten  $K_0$  sind in Tabelle 1 angegeben und in Abb. 10 dargestellt. Mit Rücksicht auf die Ablesegenauigkeiten sei darauf hingewiesen, daß für jede Kurve  $K_0$  der Flächeninhalt  $\int_0^{2b} K_0 dy = 2b$  beträgt, und daß nach dem Satz von Maxwell  $K_{ik} = K_{ki}$  ist (siehe z. B. Tabelle 1). Damit hat man eine Möglichkeit, Ablesefehler sofort auszugleichen, die bei der Darstellung durch Kurven nicht zu vermeiden sind.

a) Trägerrost mit 4 Hauptträgern ( $n = 4$ ). Zum Beispiel ist für einen Trägerrost mit 4 Hauptträgern und einem Querträger:

$$l = 18,0 \text{ m}; \quad p = 3,0 \text{ m}; \quad b = 6,0 \text{ m}; \quad q = 9,0 \text{ m}; \quad \frac{J_q}{J_p} = \frac{1}{27}.$$

Tabelle 1

| Last in<br>Träger in | $b$    | $\frac{3}{4}b$ | $\frac{1}{2}b$ | $\frac{1}{4}b$ | 0      | $-\frac{1}{4}b$ | $-\frac{1}{2}b$ | $-\frac{3}{4}b$ | $-b$   |
|----------------------|--------|----------------|----------------|----------------|--------|-----------------|-----------------|-----------------|--------|
| $f = b$              | + 9,05 | + 4,45         | + 1,23         | - 0,25         | - 0,71 | - 0,49          | - 0,35          | - 0,07          | + 0,16 |
| $f = \frac{3}{4}b$   | + 4,45 | + 3,34         | + 1,98         | + 0,86         | + 0,15 | - 0,14          | - 0,17          | - 0,15          | - 0,06 |
| $f = \frac{1}{2}b$   | + 1,25 | + 1,98         | + 2,41         | + 1,81         | + 1,00 | + 0,30          | + 0,01          | - 0,16          | - 0,34 |
| $f = \frac{1}{4}b$   | - 0,24 | + 0,86         | + 1,85         | + 2,37         | + 1,91 | + 1,07          | + 0,38          | - 0,13          | - 0,58 |
| $f = 0$              | - 0,70 | + 0,17         | + 1,00         | + 1,90         | + 2,33 | + 1,90          | + 1,00          | + 0,17          | - 0,70 |

Tabelle 2

|                              | aus<br>Tab. 1 |            | aus<br>Tab. 1         | ver-<br>bessert | genaue<br>Rechnung |
|------------------------------|---------------|------------|-----------------------|-----------------|--------------------|
|                              | $K_0$         |            | $k_0 = \frac{K_0}{4}$ | $c \cdot k_0$   |                    |
| Rand-<br>träger<br><i>a</i>  | + 3,34        | $k_{aa,0}$ | + 0,8350              | + 0,8542        | + 0,8901           |
|                              | + 0,86        | $k_{ab,0}$ | + 0,2150              | + 0,2199        | + 0,1868           |
|                              | - 0,14        | $k_{ac,0}$ | - 0,0350              | - 0,0358        | - 0,0440           |
|                              | - 0,15        | $k_{ad,0}$ | - 0,0375              | - 0,0384        | - 0,0330           |
|                              | $\Sigma$      |            | + 0,9775              | + 1,0           | + 1,0              |
| Innen-<br>träger<br><i>b</i> | + 0,86        | $k_{ba,0}$ | + 0,2150              | + 0,2062        | + 0,1868           |
|                              | + 2,37        | $k_{bb,0}$ | + 0,5925              | + 0,5683        | + 0,5824           |
|                              | + 1,07        | $k_{bc,0}$ | + 0,2675              | + 0,2566        | + 0,2747           |
|                              | - 0,13        | $k_{bd,0}$ | - 0,0325              | - 0,0312        | - 0,0440           |
|                              | $\Sigma$      |            | + 1,0425              | + 1,0           | + 1,0              |

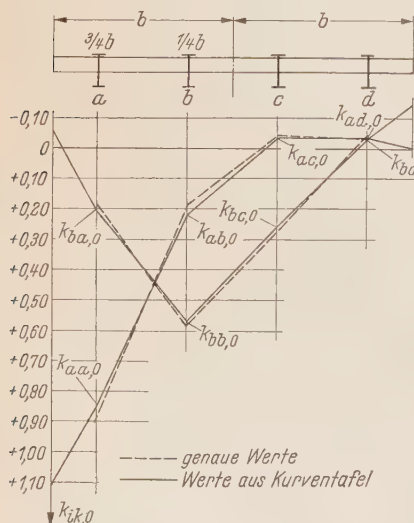
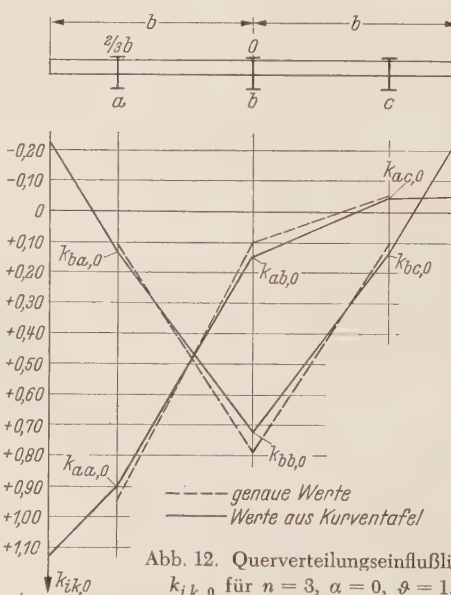
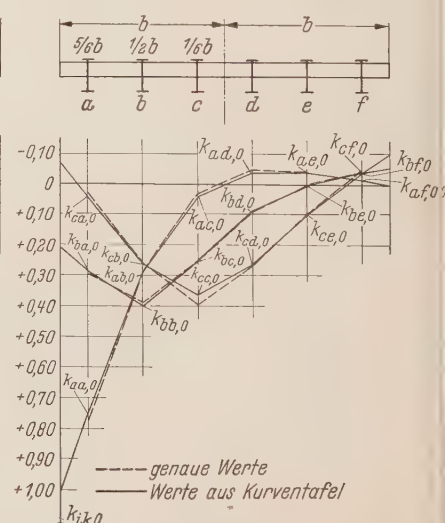
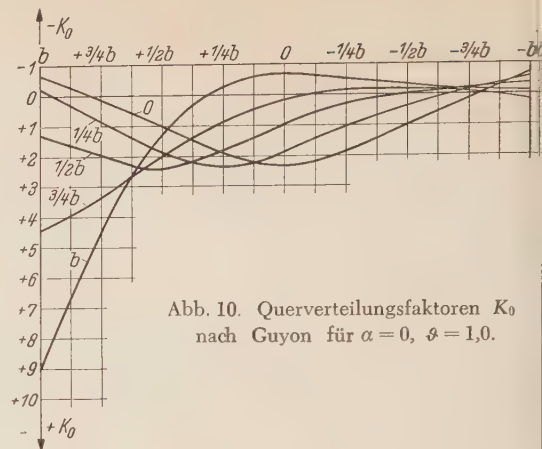
$$\Delta k_a = \frac{1 - 0,9775}{0,9775} = + 0,023\,018; \quad c_a = 1 + \Delta k_a = 1,023\,018;$$

$$\Delta k_b = \frac{1 - 1,0425}{1,0425} = - 0,040\,767; \quad c_b = 1 + \Delta k_b = 0,959\,233.$$

Somit ist nach Gl. (1):

$$\vartheta = \frac{6,0}{18,0} \cdot \sqrt[4]{27} \cdot \frac{9,0}{3,0} = 1,0.$$

Entsprechend Abb. 11 liegen die Hauptträger in  $f = \frac{3}{4}b$  und  $f = \frac{1}{4}b$ , und es können aus Tabelle 1 die Verteilungsfaktoren  $K_0$  für  $f = \frac{3}{4}b$  und  $f = \frac{1}{4}b$  entnommen werden (Tabelle 2). Divi-

Abb. 11. Querverteilungseinflusslinien  $k_{ik,0}$  für  $n = 4$ ,  $\alpha = 0$ ,  $\vartheta = 1,0$ .Abb. 12. Querverteilungseinflusslinien  $k_{ik,0}$  für  $n = 3$ ,  $\alpha = 0$ ,  $\vartheta = 1,0$ .Abb. 13. Querverteilungseinflusslinien  $k_{ik,0}$  für  $n = 6$ ,  $\alpha = 0$ ,  $\vartheta = 1,0$ .Abb. 10. Querverteilungsfaktoren  $K_0$  nach Guyon für  $\alpha = 0$ ,  $\vartheta = 1,0$ .

diert man diese Werte durch  $n = 4$ , so ergeben sich die Querverteilungseinflusslinien  $k_{a,i,c}$  für den Randträger *a* und  $k_{b,k,f}$  für den Mittelträger *b*. Die Summe der Ordinaten über den einzelnen Hauptträgern muß jeweils den Wert „1“ ergeben. Abweichungen davon werden nachfolgend (auch bei den anderen Beispielen) so ausgeglichen, daß die Differenz entsprechend den vorhandenen Größen der Ordinaten ausgeglichen wird. Die Rechnung ist in Tabelle 2 durchgeführt, und die Ergebnisse sind in Abb. 11 dargestellt. Man ersieht daraus auch die in diesem Falle sehr geringen Abweichungen gegenüber den genauen Werten.

*b*) Trägerrost mit 3 Hauptträgern ( $n = 3$ ). Zum Beispiel ist für einen Trägerrost mit 3 Hauptträgern und 1 Querträger

$$l = 18,0 \text{ m}; \quad p = 3,6 \text{ m}; \quad b = 5,4 \text{ m}; \quad q = 9,0 \text{ m}; \quad \frac{J_q}{J_p} = \frac{1}{50}.$$

Somit ist nach Gl. (1):

$$\vartheta = \frac{5,4}{18} \cdot \sqrt[4]{\frac{50 \cdot 9}{3,6}} = 1,003 \approx 1,0.$$

Da in den Kurventafeln Werte nur für  $b$ ,  $\frac{3}{4}b$ ,  $\frac{1}{2}b$  usw. angegeben sind, müssen für alle Roste mit  $n \neq 4$  Zwischenwerte interpoliert werden. Aus Gründen der einfachen Rechnung wird nachfolgend immer linear interpoliert. Da im vorliegenden Falle die Hauptträger in  $f = \frac{2}{3}b$  und  $f = \frac{1}{3}b$  liegen, werden die Werte  $K_0$  für den Randträger zuerst für die Trägerlage in  $f = \frac{2}{3}b$  aus den Werten für  $f = \frac{3}{4}b$  und  $f = \frac{1}{2}b$  interpoliert, und anschließend wird aus diesen erhaltenen Werten nochmals für die Laststellung in  $f = \frac{2}{3}b$  und 0 interpoliert. Letzteres gilt auch für den Mittelträger. Die Durchführung des

Tabelle 3

| Träger in      | Last in            | $\frac{3}{4}b$ | $\frac{2}{3}b$ | $\frac{1}{2}b$ | 0       | $-\frac{1}{2}b$ | $-\frac{2}{3}b$ | $-\frac{3}{4}b$ | Bemerkung  |
|----------------|--------------------|----------------|----------------|----------------|---------|-----------------|-----------------|-----------------|------------|
|                | Träger in          |                |                |                |         |                 |                 |                 |            |
| Randträger a   | $f = \frac{3}{4}b$ | +3,34          |                | +1,98          | +0,15   | -0,17           |                 | -0,15           | aus Tab. 1 |
|                | $f = \frac{1}{2}b$ | +1,98          |                | +2,41          | +1,00   | +0,01           |                 | -0,16           |            |
|                | $f = \frac{2}{3}b$ | +2,8867        |                | +2,1233        | +0,4333 | -0,1100         |                 | -0,1533         | Interp.    |
|                | $f = \frac{2}{3}b$ |                | +2,6322        |                | +0,4333 |                 | -0,1389         |                 | Interp.    |
| Mittelträger b | $f = 0$            | +0,17          |                | +1,00          | +2,33   | +1,00           |                 | +0,17           | a.Tab. 1   |
|                | $f = \frac{2}{3}b$ |                | +0,4467        |                | +2,33   |                 | +0,4467         |                 | Interp.    |

$$l = 36,0 \text{ m}; p = 3,0 \text{ m};$$

$$b = 9,0 \text{ m}; q = 18,0 \text{ m};$$

$$\frac{J_q}{J_p} = \frac{3}{128} = \frac{1}{42,667}$$

Somit ist nach Gl. (1):

$$\vartheta = \frac{9,0}{36,0} \cdot \sqrt[4]{\frac{128 \cdot 18,0}{3 \cdot 3,0}} = 1,0.$$

Entsprechend den Erläuterungen zu Beispiel 1b und der Lage der Hauptträger in

$\frac{5}{6}b, \frac{1}{2}b$  und  $\frac{1}{6}b$  werden die Zwischen-

rechnung erfolgt in Tabelle 3. Die Ordinaten  $k_{i,k,0}$  werden mit den erhaltenen Werten der Tabelle 3 in Tabelle 4 entsprechend Abschnitt a) bestimmt; sie sind in Abb. 12 dargestellt.

c) Trägerrost mit 6 Hauptträgern ( $n = 6$ ). Zum Beispiel ist für einen Trägerrost mit 6 Hauptträgern und 1 Querträger:

Tabelle 4

|                | aus Tab. 3 |            | aus Tab. 3            | verbessert    | genaue Rechnung |
|----------------|------------|------------|-----------------------|---------------|-----------------|
|                | $K_0$      |            | $k_0 = \frac{K_0}{3}$ | $c \cdot k_c$ |                 |
| Randträger a   | + 2,6322   | $k_{aa,0}$ | + 0,8774              | + 0,8994      | + 0,9468        |
|                | + 0,4333   | $k_{ab,0}$ | + 0,1444              | + 0,1480      | + 0,1064        |
|                | - 0,1389   | $k_{ac,0}$ | - 0,0463              | - 0,0475      | - 0,0532        |
|                | $\Sigma$   |            | + 0,9755              | + 1,0         | + 1,0           |
| Mittelträger b | + 0,4467   | $k_{ba,0}$ | + 0,1489              | + 0,1386      | + 0,1064        |
|                | + 2,33     | $k_{bb,0}$ | + 0,7767              | + 0,7228      | + 0,7872        |
|                | + 0,4467   | $k_{bc,0}$ | + 0,1489              | + 0,1386      | + 0,1064        |
|                | $\Sigma$   |            | + 1,0745              | + 1,0         | + 1,0           |

$$\Delta k_a = \frac{1 - 0,9755}{0,9755} = +0,025 \text{ 115}; \quad c_a = 1,025 \text{ 115};$$

$$\Delta k_b = \frac{1 - 1,0745}{1,0745} = -0,069 \text{ 334}; \quad c_b = 0,930 \text{ 666}.$$

Tabelle 6

|              | aus Tab. 5 |            | aus Tab. 5            | verbessert    | genaue Rechnung |
|--------------|------------|------------|-----------------------|---------------|-----------------|
|              | $K_0$      |            | $k_0 = \frac{K_0}{6}$ | $c \cdot k_0$ |                 |
| Randträger a | + 4,4678   | $k_{aa,0}$ | + 0,7446              | + 0,7506      | + 0,7714        |
|              | + 1,7300   | $k_{ab,0}$ | + 0,2883              | + 0,2906      | + 0,2952        |
|              | + 0,2811   | $k_{ac,0}$ | + 0,0468              | + 0,0472      | + 0,0316        |
|              | - 0,2167   | $k_{ad,0}$ | - 0,0361              | - 0,0364      | - 0,0465        |
|              | - 0,2300   | $k_{ae,0}$ | - 0,0383              | - 0,0386      | - 0,0400        |
|              | - 0,0800   | $k_{af,0}$ | - 0,0133              | - 0,0134      | - 0,0118        |
|              | $\Sigma$   |            | + 0,9920              | + 1,0         | + 1,0           |

$$\Delta k_a = \frac{1 - 0,9920}{0,9920} = 0,008 \text{ 031}; \quad c_a = 1,008 \text{ 031}.$$

Tabelle 5

| Träger in      | Last in            | $b$     | $\frac{5}{6}b$ | $\frac{3}{4}b$ | $\frac{1}{2}b$ | $\frac{1}{4}b$ | $\frac{1}{6}b$ | 0       | $-\frac{1}{6}b$ | $-\frac{1}{4}b$ | $-\frac{1}{2}b$ | $-\frac{3}{4}b$ | $-\frac{5}{6}b$ | $-b$    | Bemerkung  |
|----------------|--------------------|---------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|---------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|---------|------------|
| Randträger a   | $f = b$            | +9,05   |                | +4,45          | +1,23          | -0,25          |                | -0,71   |                 | -0,49           | -0,35           | -0,07           |                 | +0,16   | aus Tab. 1 |
|                | $f = \frac{3}{4}b$ | +4,45   |                | +3,34          | +1,98          | +0,86          |                | +0,15   |                 | -0,14           | -0,17           | -0,15           |                 | -0,06   |            |
|                | $f = \frac{5}{6}b$ | +5,9833 |                | +3,7100        | +1,7300        | +0,4900        |                | -0,1367 |                 | -0,2567         | -0,2300         | -0,1267         |                 | +0,0133 | Interp.    |
|                | $f = \frac{5}{6}b$ |         | +4,4678        |                | +1,7300        |                | +0,2811        |         | -0,2167         |                 | -0,2300         |                 | -0,0800         |         | Interp.    |
| Mittelträger b | $f = \frac{1}{2}b$ | +1,25   |                | +1,98          | +2,41          | +1,81          |                | +1,00   |                 | +0,30           | +0,01           | -0,16           |                 | -0,34   | a.Tab. 1   |
|                | $f = \frac{1}{2}b$ |         | +1,7367        |                | +2,4100        |                | +1,5400        |         | +0,5333         |                 | +0,0100         |                 | -0,2200         |         | Interp.    |
| Randträger a   | $f = \frac{1}{4}b$ | -0,24   |                | +0,86          | +1,85          | +2,37          |                | +1,91   |                 | +1,07           | +0,38           | -0,13           |                 | -0,58   | aus Tab. 1 |
|                | $f = 0$            | -0,70   |                | +0,17          | +1,00          | +1,90          |                | +2,33   |                 | +1,90           | +1,00           | +0,17           |                 | -0,70   |            |
|                | $f = \frac{1}{6}b$ | -0,3933 |                | +0,6300        | +1,5667        | +2,2133        |                | +2,0500 |                 | +1,3467         | +0,5867         | -0,0300         |                 | -0,6200 | Interp.    |
|                | $f = \frac{1}{6}b$ |         | +0,2889        |                | +1,5667        |                | +2,1589        |         | +1,5811         |                 | +0,5867         |                 | -0,2267         |         | Interp.    |

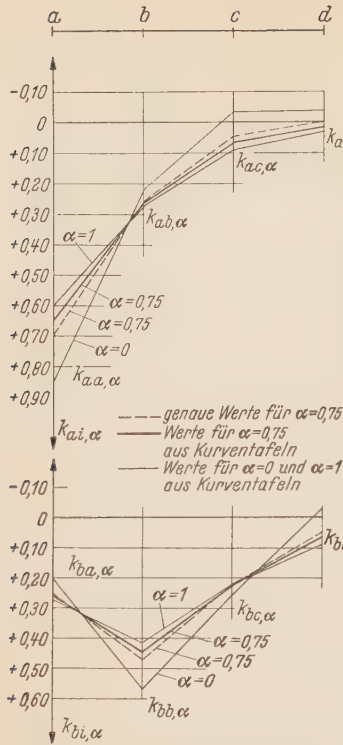


Abb. 14. Querverteilungseinflusslinien  
 $\bar{k}_{ik,\alpha}$  für  $n=4$ ,  $\alpha=0,75$ ,  $\vartheta=1,0$ .

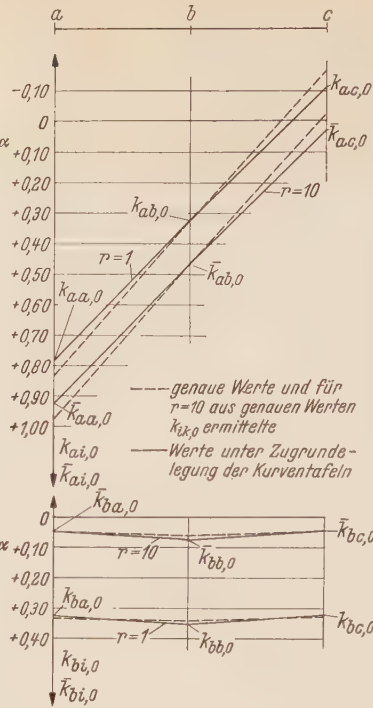


Abb. 16. Querverteilungseinflusslinien  
 $\bar{k}_{ik,0}$  für  $n=3$ ,  $\alpha=0$ ,  $\vartheta=0,2575$ ,  $r=10$ .

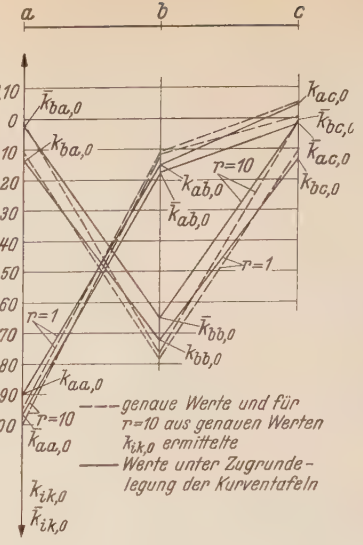


Abb. 17. Querverteilungseinflusslinien  
 $\bar{k}_{ik,0}$  für  $n=3$ ,  $\alpha=0$ ,  $\vartheta=1,0$ ,  $r=10$ .

### Beispiel 2

Torsionssteifer Trägerrost mit 4 Hauptträgern  
 $\alpha=0,75$  und  $\vartheta=1,0$

Zum Beispiel ist für einen Trägerrost mit 4 Hauptträgern und 1 Querträger:

$$l = 18,0 \text{ m}; p = 3,0 \text{ m}; b = 6,0 \text{ m}; q = 9,0 \text{ m}; \frac{J_q}{J_p} = \frac{1}{27};$$

$$\frac{J_{d,p}}{J_p} = \frac{1}{3}; J_{d,q} = 0 \text{ (die Torsionssteifigkeit des Querträgers ist hier z. B. Null);}$$

$$\frac{E}{G} = 2,0.$$

Somit ist nach Gl. (1):

$$\vartheta = \frac{6}{18} \cdot \sqrt[4]{27 \cdot 3} = 1,0$$

und nach Gl. (2):

$$\alpha = \frac{G \cdot \left[ \frac{J_p}{3p} + 0 \right]}{2 \cdot 2G \cdot \sqrt[4]{\frac{J_p \cdot J_p}{p \cdot 27 \cdot 3p}}} = \frac{\frac{1}{3}}{4 \cdot \frac{1}{9}} = 0,75.$$

Nach Abschnitt 2 a) müssen bei Verwendung der Kurventafeln zuerst die Lastverteilungsfaktoren  $K_1$  für  $\alpha=1$  und  $K_0$  für  $\alpha=0$  abgegriffen werden. Anschließend kann nach Gl. (4) für  $\alpha=0,75$  interpoliert werden. Hierbei ist:

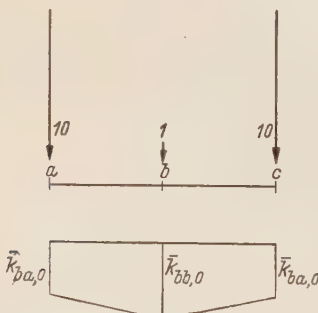


Abb. 15.

$$\frac{0,065 - 1,0}{0,663} = -1,4102; \quad 1 - e^{-1,4102} = 0,7559$$

und

$$\alpha \left( 1 - \exp. \frac{0,065 - \vartheta}{0,663} \right) = 0,75 \cdot 0,7559 = 0,8046$$

und somit:

$$K_a = K_0 + (K_1 - K_0) 0,8046 \text{ bzw. } k_a = k_0 + (k_1 - k_0) 0,8046.$$

Die Werte  $K_0$  sind in Tabelle 2 bereits angegeben, die für  $K_1$  werden in gleicher Weise wie die für  $K_0$  aus den Kurventafeln nun aber für  $\alpha=1$  bestimmt. Die Berechnung nach Gl. (4) erfolgt zweckmäßig sofort für die Querverteilungsordinaten  $k_{ik,\alpha}$  (statt für  $K_a$ ); sie ist in Tabelle 7 durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Abb. 14 dargestellt, in der zu Vergleichszwecken auch die genauen Werte angegeben sind.

Ist eine von 4 verschiedene Hauptträgeranzahl  $n$  vorhanden, so muß die Berechnung entsprechend der in Beispiel 1 b) und 1 c) gezeigten Weise durchgeführt werden. Zuerst werden zweckmäßigerweise die Werte  $K_0$  und  $K_1$  für  $b, \frac{3}{4}b, \frac{1}{2}b, \frac{1}{4}b$  usw. für den gegebenen  $\vartheta$ -Wert bestimmt, dann daraus die Werte  $K_a$  nach Gl. (4), dann erst werden die doppelte Interpolation für  $n$  Hauptträger durchgeführt und die Werte  $k_{ik,\alpha}$  berechnet.

Tabelle 7

|                       |            | aus<br>Tab. 2 | aus<br>Kurven-<br>tafeln | $(k_{ik,1} - k_{ik,0}) \cdot 0,0846$ | $k_{ik,\alpha}$ | genaue<br>Rech-<br>nung |
|-----------------------|------------|---------------|--------------------------|--------------------------------------|-----------------|-------------------------|
|                       |            | $k_{ik,0}$    | $k_{ik,1}$               |                                      |                 |                         |
| Rand-<br>träger<br>a  | $k_{aa,0}$ | +0,8542       | $k_{aa,1}$               | +0,6015 - 0,2033                     | $k_{aa,\alpha}$ | +0,6509 + 0,698         |
|                       | $k_{ab,0}$ | +0,2199       | $k_{ab,1}$               | +0,2760 + 0,0451                     | $k_{ab,\alpha}$ | +0,2650 + 0,256         |
|                       | $k_{ac,0}$ | -0,0358       | $k_{ac,1}$               | +0,0903 + 0,1015                     | $k_{ac,\alpha}$ | +0,0657 + 0,048         |
|                       | $k_{ad,0}$ | -0,0384       | $k_{ad,1}$               | +0,0322 + 0,0568                     | $k_{ad,\alpha}$ | +0,0184 - 0,003         |
| Innen-<br>träger<br>b | $k_{ba,0}$ | +0,2062       | $k_{ba,1}$               | +0,2732 + 0,0539                     | $k_{ba,\alpha}$ | +0,2601 + 0,256         |
|                       | $k_{bb,0}$ | +0,5683       | $k_{bb,1}$               | +0,0416 - 0,1225                     | $k_{bb,\alpha}$ | +0,4458 + 0,472         |
|                       | $k_{bc,0}$ | +0,2566       | $k_{bc,1}$               | +0,2218 - 0,0280                     | $k_{bc,\alpha}$ | +0,2286 + 0,223         |
|                       | $k_{bd,0}$ | -0,0312       | $k_{bd,1}$               | +0,0890 + 0,0967                     | $k_{bd,\alpha}$ | +0,0655 + 0,048         |

B. Torsionsfreie Trägerroste ( $\alpha = 0$ ) mit  $J_t = J_m$

### Beispiel 3

Trägerrost mit 3 Hauptträgern,  $\alpha = 0$ ,  $\vartheta = 0,2575$

Für  $r = 1$  sind die Lastverteilungsordinaten  $k_{ik,0}$  gegeben. In vorliegenden Falle betragen die genauen Werte bzw. in Klammern die Werte unter Verwendung der Kurventafeln für  $r = 0$ :

$$\begin{aligned} k_{aa,0} &= +0,834\,862 (+0,7832); & k_{ba,0} &= +0,330\,275 (+0,3262); \\ k_{ab,0} &= +0,330\,275 (+0,3262); & k_{bb,0} &= +0,339\,450 (+0,3476); \\ k_{ac,0} &= -0,165\,138 (-0,1093); & k_{bc,0} &= +0,330\,275 (+0,3262). \end{aligned}$$

Die Zerlegung in symmetrische und antisymmetrische Anteile entsprechend Gl. (8) ergibt

$$\zeta'_{aa,0} = \zeta'_{ac,0} = \frac{1}{2} (0,834\,862 - 0,165\,138) = 0,334\,862;$$

$$\zeta'_{ab,0} = 0,330\,275 = \zeta'_{ba,0}.$$

$$\zeta''_{aa,0} = \frac{1}{2} (0,834\,862 + 0,165\,138) = +0,500; \quad \zeta''_{ab,0} = 0;$$

$$\zeta''_{ac,0} = -0,500.$$

st  $J_t = 10 J_m$  bzw.  $r = 10$ , so wird mit Gl. (7) und Gl. (10):

$$\mu_0 = \frac{10}{10 (0,834\,862 - 0,165\,138) + 0,330\,275} = 1,422\,978.$$

Für den Randträger  $a$  ergibt sich nach Gl. (9):

$$\zeta'_{aa,0} = \zeta'_{ac,0} = \mu_0 \cdot 0,334\,862 = 0,476\,501;$$

$$\zeta'_{ab,0} = \mu_0 \cdot 0,330\,275 = 0,469\,974.$$

Weiter ist für 3 Hauptträger  $\kappa_{b,0} = 0$ , und es ist nach Gl. (12):

$$2 \cdot 10 \cdot (0,50 + v_0) + 0 = 10 \text{ und somit } v_0 = 0.$$

Nach Gl. (13) ergibt sich daher:

$$k_{aa,0} = 0,476\,501 + 0,50 + 0 = +0,976\,501; \quad k_{ab,0} = 0,469\,974;$$

$$k_{ac,0} = 0,476\,501 - 0,50 + 0 = -0,023\,499.$$

Die strenge Lösung für  $r = 10$  ergibt für die  $k_{ai,0}$ -Werte bis auf die 6. Dezimale dieselben Werte.

Für den Mittelträger  $b$  ist nach Maxwell:

$$\bar{k}_{ba,0} = \frac{k_{ab,0}}{10} = + \frac{0,469\,974}{10} = +0,046\,997.$$

Damit kann man nach Abb 15 aber sofort den Mittelwert  $k_{bb,0}$  bestimmen, denn für die dort angegebene Belastung muß sich mit  $r = 10$  bei Auswertung der Einflußlinie  $\bar{k}_{bi,0}$  der Wert „1“ ergeben. Somit ist:

$$1 \cdot k_{bb,0} + 2 \cdot 10 (+0,046\,997) = 1,0 \text{ und } k_{bb,0} = +0,060\,052.$$

Diese Werte stimmen mit der strengen Lösung wieder bis auf die 6. Dezimale überein.

In Abb. 16 sind die  $k_{ik,0}$ -Werte für  $r = 1$  und die  $k_{ik,0}$ -Werte für  $r = 10$  dargestellt. Hierin sind auch die Werte, die sich unter Zugrundelegung der Kurventafeln ergeben, eingetragen.

### Beispiel 4

Trägerrost mit 3 Hauptträgern,  $\alpha = 0$ ,  $\vartheta = 1,00$ ,  $r = 10$

Die Berechnung erfolgt in gleicher Weise wie bei Beispiel 3. Die Querverteilungseinflußlinien  $k_{ik,0}$  für  $r = 1$  und  $k_{ik,0}$  für  $r = 10$  sind in Abb. 17 dargestellt. Man erkennt durch Vergleich von Abb. 16 mit Abb. 17 den großen Einfluß von  $\vartheta$  für die Querverteilung.

(Fortsetzung folgt.)

## Ein Beitrag zur Berechnung der elastischen und plastischen Durchbiegungen schlaff bewehrter Stahlbetonbalken

Von Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel, Darmstadt

DK 624.044 : 624.072.2 : 624.012.45

Die Frage der Berechnung elastischer und plastischer Durchbiegungen schlaff bewehrter Stahlbetonbalken wird zur Zeit in Fachkreisen im Zusammenhang mit der Neu-earbeitung der DIN 1045 lebhaft diskutiert, da die Verformungen in den letzten Jahren mit zunehmenden zulässigen Spannungen erheblich zugenommen haben, was sich in der Praxis häufig unliebsam bemerkbar macht. Sollte die sogenannte  $n$ -freie Bemessung eingeführt werden, so hätte dies zur Folge, daß „... die  $n$ -freien Balken... in der Regel... weicher als die  $n$ -Balken der DIN 1045...“ [1] würden und die Berechnung der Verformungen erst recht von Bedeutung wäre. Der folgende Beitrag beschäftigt sich mit den hierbei auftretenden Fragen.

### 1.

Die maximale elastische Durchbiegung eines beidseitig gelenkig gelagerten Balkens mit konstantem  $I$  unter Gleichstreckenlast ist gegeben durch die Gleichung

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{M^*}{EI} l^2 \text{ mit } M^* = \text{max. Feldmoment} = \frac{q l^2}{8}. \quad (1)$$

Mit der Beziehung

$$\frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_u}{h} = \Delta \varphi = \frac{M}{EI} \text{ für } \Delta s = 1$$

erhalten wir aus (1):

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{l^2}{h} (\varepsilon_0^* + \varepsilon_u^*). \quad (2)$$

Hierin bedeuten  $\varepsilon_0^*$  und  $\varepsilon_u^*$  die in Feldmitte unter  $M^* = \frac{q l^2}{8}$  auftretenden tatsächlichen Betonstauchungen und Stahldehnungen.

Für den allgemeinen Fall des zweiseitig gelagerten, elastisch eingespannten Balkens wird statt Gleichung (2)

$$f = \alpha \cdot \frac{l^2}{h} (\varepsilon_0^* + \varepsilon_u^*). \quad (3)$$

Es ist freilich eine Frage der Definition, auf welche Stelle  $x^*$  das Moment  $M^*$  und die zugehörigen Dehnungen  $\varepsilon_0^*$  und  $\varepsilon_u^*$  bezogen werden. Der Wert  $\alpha$  hängt dann nur noch von den Randbedingungen ab. Bezeichnet man z. B. mit  $M^*$  stets das maximale Feldmoment, so hat  $\alpha$  für den gelenkig gelagerten Balken den Wert  $\frac{5}{48}$  und für den beiderseits eingespannten Balken mit  $M^* = \frac{q l^2}{24}$  den Wert  $\frac{1}{16}$ .

### 2.

Durch Gleichung (3), in der  $f$ ,  $l$ ,  $h$  und  $\alpha$  Systemgrößen sind, wird die Durchbiegungsberechnung auf die Bestimmung von  $\varepsilon_0$  und  $\varepsilon_u$  zurückgeführt. Uns stellt sich daher die Aufgabe, praktisch leicht anwendbare Formeln zu finden, mit deren Hilfe die Betonstauchung  $\varepsilon_0$  und die Stahldehnung  $\varepsilon_u$  wirklichkeitsnahe zu errechnen sind, und zwar sowohl in ihrem elastischen als auch plastischen Anteil.

Für die Praxis erscheint es am einfachsten, von den nach DIN 1045 mit  $n = 15$  ermittelten Spannungswerten  $\sigma_e$  und  $\sigma_b$  auszugehen, da man diese Werte für die Bemessung bzw. für den Spannungsnachweis ohnedies braucht. Aus dem Hookeschen Gesetz folgt dann

$$\varepsilon_0 + \varepsilon_u = \frac{15 \cdot \sigma_b + \sigma_e}{E_e} \quad (4)$$

und gilt sowohl für einfach wie für doppelt bewehrte Balken. Diese einfache Rechnung hat den Nachteil, daß sie die tatsächlichen Verhältnisse aus folgenden Gründen nicht genügend genau erfaßt:

a) Im elastischen Zustand unter Gebrauchslasten ist das Verhältnis  $n = \frac{E_e}{E_b}$  wesentlich kleiner als 15; die Formänderungen aus Kriechen wiederum werden mit  $n = 15$  nur zum Teil erfaßt. Die Spannungen  $\bar{\sigma}_e$  und  $\sigma_b$  sind also nur Rechengrößen und werden hier, da sie nach DIN 1045

für die Bemessung maßgebend sind, „Kennzeichnungsspannungen“ genannt.

b) Die Kennzeichnungsspannungen werden unter der Voraussetzung ermittelt, daß die Zugzone bis zur Null-Linie gerissen ist. Dieser Zustand wird im allgemeinen unter Gebrauchslasten, insbesondere vor Kriechen und Schwinden, nicht eintreten.

Um die Gleichung (4) anwenden zu können, müssen wir deshalb Korrekturfaktoren einführen. Zu diesem Zweck habe ich einige Rechnungen in bezug auf 2, a) durchgeführt, deren Grundlagen und Ergebnisse im folgenden gezeigt werden sollen.

### 3. Rechengrundlagen

a) Definitionen.

$E_{b0}$  = E-Modul des Betons beim Ausrüsten.  $E_{b0}$  kann im Bereich der Gebrauchsspannungen unabhängig von der Spannung angenommen werden.

$E_{bt}$  =  $E_{b0}$ , d. h. Zunahme des E-Moduls mit der Zeit wird vernachlässigt.

$I_0$  = Trägheitsmoment des gerissenen Querschnitts mit

$$n_0 = \frac{E_e}{E_{b0}}.$$

$$E_{b\varphi} = \frac{E_{b0}}{1 + \varphi}.$$

$I_\varphi$  = Trägheitsmoment des gerissenen Querschnitts mit

$$n_\varphi = \frac{E_e}{E_{b0}(1 + \varphi)} = \frac{E_e}{E_{b\varphi}}.$$

$\sigma_b, \sigma_e$  Spannungen unter  $q$  nach DIN 1045 mit  $n = 15$ , kurz „Kennzeichnungsspannungen“ genannt (vgl. 2.).

b) Das Kriechen wirkt sich beim schlaff bewehrten Zweistützenträger wie eine Verminderung des E-Moduls aus, nämlich

$$E_{b\varphi} = E_{b0} \cdot \frac{1}{1 + \varphi}.$$

Hierdurch verändert sich unter Annahme ebenbleibender Querschnitte die Lage der Nulllinie. Hiermit ändert sich auch die elastische Durchbiegung, da das Trägheitsmoment  $I_0$  zu  $I_\varphi$  wird und  $E_{b0}$  konstant bleibt (siehe Definitionen).

c) Nur die ständige Belastung wirkt kriecherzeugend und bewirkt damit eine plastische Durchbiegung. In meinen Rechnungen habe ich angenommen  $g = 2/3 q$ , was für weitgespannte Konstruktionen des Hochbaus, die hier speziell von Interesse sind, ein guter Mittelwert sein dürfte.

d) Die elastische Durchbiegung infolge  $p = 1/3 q$  ist nach erfolgtem Kriechen, für  $t = \infty$ , rechnerisch schwer zu erfassen. Ich habe deshalb für die elastische Durchbiegung dieses Lastanteils das Trägheitsmoment  $I_0$  zugrunde gelegt; Vergleichsrechnungen haben keine nennenswerten Fehler ergeben.

e) Die Durchbiegungen infolge Schwindens berücksichtige ich in der Weise, daß ich vereinfachend annehme, daß an der Stelle  $x^*$  die Betonfaser die Verzerrung  $\varepsilon_s$  und die Stahlfaser keine Verzerrung erleidet, daß die Querschnitte eben bleiben, und daß sich die Verdrehung zweier Balkenquerschnitte im Abstand  $\Delta x = 1$  in  $x$ -Richtung affin zu  $\frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_u}{h}$  verhält. Diese Verdrehung hat also an der

Stelle  $x^*$  den Wert  $\frac{\varepsilon_s}{h}$ . Dies gilt für den einfach bewehrten Balken. Für den mit  $F_e$  und  $F'_e$  doppelt bewehrten Balken kann man statt  $\varepsilon_s$  den Wert  $\varepsilon_s \cdot \frac{F_e - F'_e}{F_e}$  setzen.

f) An physikalischen Konstanten benütze ich

$$E_{b0} = 280\,000 \text{ kg/cm}^2 = \text{const.}$$

$$n_0 = \frac{21 \cdot 10^5}{2,8 \cdot 10^5} = 7,5$$

$$\varphi(t \rightarrow \infty)_{\text{max}} = 3$$

und  $\varepsilon_s = 15 \cdot 10^{-5}$  bzw.  $30 \cdot 10^{-5}$ .

g) Um Vergleiche bezüglich der Spannungen und Verformungen anstellen zu können, werden Balken gleicher Länge und gleichen Einspanngrades betrachtet, so daß gemäß Gleichung (3) nur der Wert  $\frac{h}{\varepsilon_0 + \varepsilon_u}$  interessiert.

Außerdem ist es sinnvoll, das Verhältnis  $\frac{M}{b} = 1$  zu setzen.

Die Dimensionierungsformel  $h = k_h \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$  liefert dann

$h = k_h$ , d. h. es genügt für unsere Vergleiche, den Wert  $\varepsilon_0 + \varepsilon_u$  zu betrachten, da dieser unter den eben genannten  $k_h$

Voraussetzungen der Durchbiegung  $f$  proportional ist.

### 4. Ergebnisse

Das Ergebnis meiner Rechnung<sup>1</sup>, die hier nicht in einzelnen vorgetragen werden soll, ist in den Abb. 1 bis 4 dargestellt. Vorerst wurden die der Durchbiegung proportionalen Werte  $\frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_u}{k_h}$  für folgende interessierenden

Zustände errechnet und in Abb. 1 aufgetragen:

a) Die elastische Durchbiegung ( $n_0 = 7,5$ ,  $\varphi = 0$ ) unter der Last  $q$  ist als strichpunktierte Kurve in Abhängigkeit von den Kennzeichnungsspannungen dargestellt. Da der Rechnungszustand II zugrunde lag, am Bauwerk dieser Zustand aber nur an einzelnen Stellen auftritt, werden diese Ergebnisse nicht unbedingt mit Bauwerksmessungen übereinstimmen. Man erkennt die starke Zunahme der Durchbiegung bei hohen ausgenutzten Spannungen.

b) Die ausgezogenen Kurven zeigen die Durchbiegungen nach Beendigung des Kriechens ( $\varphi = 3$ ; siehe Rechengrundlagen Pkt. 3 b—d) ohne Schwindverformung.

c) Die gestrichelten Kurven sind mit den Kennzeichnungsspannungen aus Gleichung (4) errechnet. Sie sind, wie

bereits erwähnt, reine Rechengrößen, die die elastischen und einen Teil der plastischen Verformungen enthalten.

Aus Abb. 2 ist die Abhängigkeit der Durchbiegungen von der Kriechzahl zu entnehmen. Die Kurven geben an auf das Wievielfache  $K$  der elastischen Durchbiegung die Gesamtdurchbiegung unter dem Einfluß des Kriechens ( $\varphi = 0$  bis  $\varphi = 3$ ; siehe Rechengrundlagen Pkt. 3 b—d) anwächst.

Der für die praktische Rechnung wichtige Korrekturfaktor  $\kappa_1$ , der in Abb. 3a aufgetragen ist, zeigt das Verhältnis der Durchbiegung infolge elastischer Verformung + Kriechen zu derjenigen Durchbiegung, die man durch Einsetzen der Kennzeichnungsspannungen in Gleichung (4)

<sup>1</sup> Die Rechnungen sind im einzelnen von meinem Mitarbeiter Herrn Dipl.-Ing. W. Mann, durchgeführt worden.

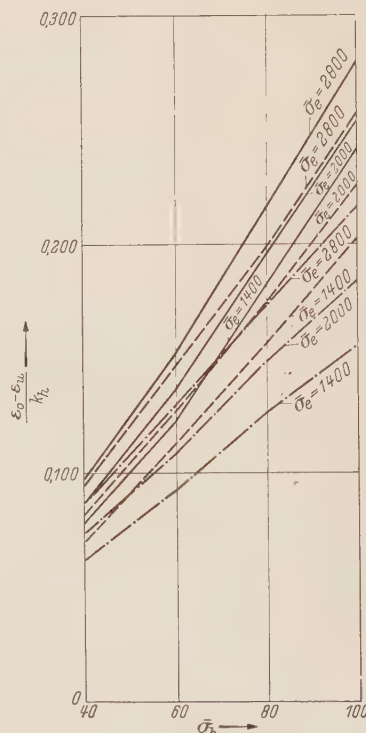


Abb. 1. Abhängigkeit der Durchbiegung von den Stahl- und Betonspannungen.

erhält. Die Durchbiegung infolge Schwindens ist nicht inbegriffen.  $\kappa_1$  ist also das Verhältnis der ausgezogenen zur gestrichelten Kurve in Abb. 1.

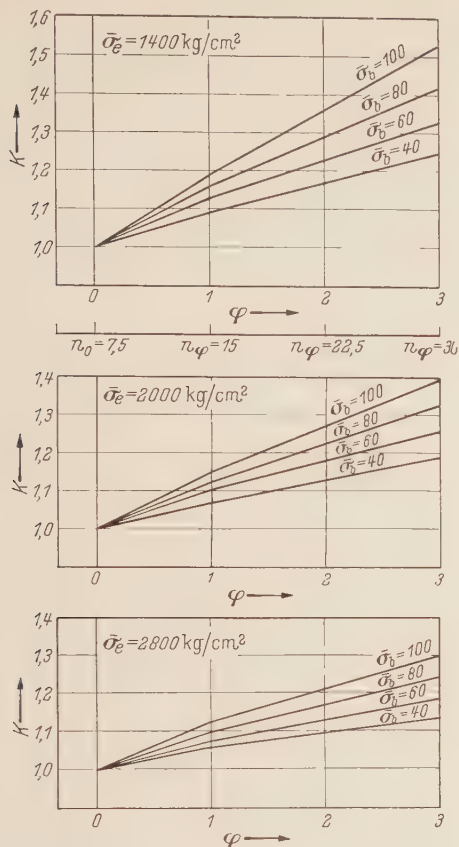


Abb. 2. Abhängigkeit der Durchbiegungen von der Kriechzahl  $\varphi$ .

Berücksichtigt man bei der Gesamtdurchbiegung noch den Anteil des Schwindens, so erhält man den Korrekturfaktor  $\kappa_2$  als Verhältnis der Gesamtdurchbiegung infolge elastischer Verformung + Kriechen + Schwinden zu derjenigen Durchbiegung, die durch Einsetzen der Kennzeichnungsspannungen in Gleichung (4) entsteht.

Errechnet man also die Durchbiegungen gemäß meinem Vorschlag Pkt. 2 nach den einfachen Formeln (3) und

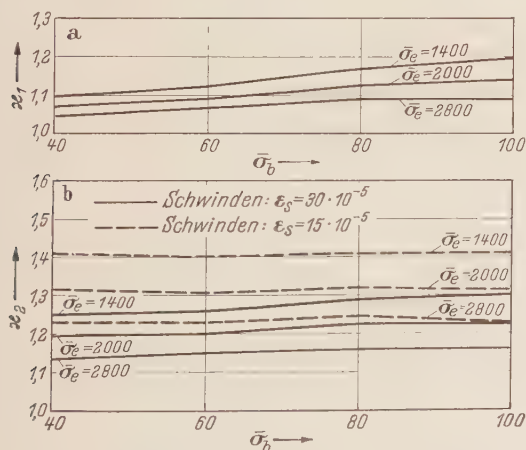


Abb. 3a. Korrekturfaktor  $\kappa_1$  (ohne Schwinden).

Abb. 3b. Korrekturfaktor  $\kappa_2$  (einschl. Schwinden).

(4), so muß man, um die Gesamtdurchbiegung zu erhalten, noch mit dem Korrekturfaktor  $\kappa_2$  multiplizieren. Zwischen den beiden Korrekturfaktoren  $\kappa_1$  und  $\kappa_2$  besteht die Beziehung

$$(\varepsilon_0 + \varepsilon_u) \cdot \kappa_2 = (\varepsilon_0 + \varepsilon_u) \cdot \kappa_1 + \varepsilon_s,$$

so daß die Korrektur auch mit  $\kappa_1$  und  $\varepsilon_s$  durchgeführt werden kann.

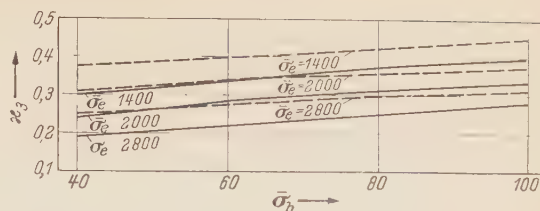


Abb. 4. Anteil der plastischen Durchbiegung an der Gesamtdurchbiegung.

Zur Vermeidung von Schäden ist außerdem der in Abb. 4 dargestellte Koeffizient  $\kappa_3$  wichtig. Er zeigt das Verhältnis der nachträglichen (plastischen) Durchbiegung zur Gesamtdurchbiegung.

## 5. Zahlenbeispiel



$$q = g + p = \text{const.} = 1,0 + 0,5 = 1,5 \text{ t/m,}$$

$$M = \frac{1,5 \cdot 5,0^2}{8} = 4,7 \text{ mt.}$$

Dimensionierung:

$$k_h = \frac{33}{\sqrt{\frac{4,7}{0,20}}} = 6,8,$$

B 300, St. I

b/d/h = 20/37/33

$\sigma_b/\sigma_e = 100/1400$

$$F_e = 0,86 \cdot \frac{4,7}{0,33} = 12,3 \text{ cm}^2.$$

Durchbiegungen:

$$\frac{l}{h} = \frac{500}{33} = 15.$$

Nach Gleichung (3):

$$\left(\frac{f}{l}\right)_{n=15} = \frac{5}{48} \cdot 15 \cdot \frac{15 \cdot 100 + 1400}{2,1 \cdot 10^6} = 0,00216.$$

Gesamtdurchbiegung für  $\varphi = 3$ ,  $\varepsilon_s = 30 \cdot 10^{-5}$ :

Aus Abb. 3b ergibt sich  $\kappa_2 = 1,41$ , damit

$$\left(\frac{f}{l}\right)_{\text{ges.}} = 1,41 \cdot 0,00216 = 0,00305 = \frac{1}{328},$$

$$f_{\text{ges.}} = 500 \cdot 0,00305 = 1,525 \text{ cm.}$$

Davon Anteil der nachträglichen Durchbiegung:

Aus Abb. 4:  $\kappa_3 = 0,45$ , damit

$$f_{pl} = 0,45 \cdot f_{\text{ges.}} = 0,45 \cdot 1,525 = 0,69 \text{ cm.}$$

## 6. Zusammenfassung

Auf Grund des oben Gesagten schlage ich folgende Ermittlung der Durchbiegung vor:

a) Im Anschluß an die Dimensionierung wird eine rechnerische Durchbiegung nach Gleichung (3) ermittelt, wobei  $\varepsilon_0 + \varepsilon_u$  aus Gleichung (4) mit den aus der Dimensionierung bekannten Kennzeichnungsspannungen  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$  folgt.

b) Die so ermittelte Durchbiegung ist mit einem Koeffizienten  $\kappa_2$  gemäß Abb. 3b zu multiplizieren.

c) Das Maß der auf die Spannweite bezogenen gesamten Durchbiegung muß kleiner als ein noch festzulegendes Maß sein.

Es erscheint dringend erforderlich, Beobachtungen an ausgeführten Bauwerken über elastische und plastische Durchbiegungen systematisch zu sammeln, um die oben eingeführten Koeffizienten  $\kappa_1, \kappa_2, \kappa_3$  zu überprüfen und zu verbessern sowie gegebenenfalls geeignete Mittelwerte zu bestimmen.

Sollte ein anderes Bemessungsverfahren als das jetzige nach DIN 1045, z. B. ein  $n$ -freies Verfahren, eingeführt werden, so würden sich die  $\kappa$ -Koeffizienten entsprechend ändern.

## Literatur:

1. A. Mehmel: Das Für und Wider der  $n$ -freien Bemessung, IV. Zusammenfassung, Beton- und Stahlbetonbau (1956), H. 5, S. 115.

# Fortschritte in der Hydraulik des Sohlenrechens

Von Oberingenieur Josef Frank, Erlangen

DK 627.881 : 532

Die letzte Zeit hat verschiedene Arbeiten über die Berechnung des liegenden Rechens gebracht, der eine besondere Bedeutung wegen seiner Anwendung bei dem sogenannten Tiroler Wehr hat [4], [5], [6], [8]. Hierbei geht es vor allem um die Ermittlung der Spiegellinie und der Verteilung der Fließmengen über dem Rechen, ferner um die Bestimmung der notwendigen Rechenlänge.

Nach einer früheren Arbeit, die an dieser Stelle erschienen ist [4], ist es wohl angebracht, über die seither erzielten Fortschritte in der Aufklärung und Berechnung der hier vorliegenden hydraulischen Vorgänge zu berichten.

## 1. Spiegelverlauf und Wassermengenverteilung auf dem Rechen

### a) Allgemeines

Zur Ermittlung des Spiegellängenschnittes und der Wassermengenverteilung entlang dem Rechen sind zwei Verfahren bekannt geworden, die sich dadurch voneinander unterscheiden, daß die Energielinie einmal parallel zur Rechenflucht angenommen wird und einmal horizontal. — Hydraulisch gesehen handelt es sich bei dem Sohlenrechen um eine Wasserbewegung mit abnehmender Fließmenge, deren allgemeine Gesetze auch bei berücksichtigter Reibung bekannt sind, sofern eine ebene Parallelströmung vorliegt. Wenn man auf die beiden oben erwähnten vereinfachten Verfahren zurückgreift, so hat dies folgende Gründe: Für die Annahme der horizontalen Energielinie spricht, daß es sich beim Tiroler Wehr im allgemeinen nur um sehr kurze Fließstrecken handelt, in denen der rechnerisch als Reibungsverlust nachweisbare Abfall der Energielinie in sehr mäßigen Grenzen bleibt, so daß man sich den großen Arbeitsaufwand bei Berücksichtigung der Reibungseinflüsse sparen kann. Die Annahme der konstanten Energiehöhe gründet sich wohl auf bestimmte Erfahrungen bei dem hydraulischen Parallelfall des Streichwehres, auf die Möglichkeit einer geschlossenen Lösung und offenbar auch auf die Vorstellung, daß der Abfluß auf dem Sohlenrechen nicht überall und unbedingt dem Idealfall der ebenen Parallelströmung mit abnehmender Fließmenge scharf entspricht, besonders, wenn die abgeleitete Wassermenge groß ist im Vergleich zur weiterfließenden. — Beide Annahmen werden in einer bestimmten Anfangsstrecke Abweichungen von der Natur zeigen, weil sich hier die nicht erfaßte Stromfadenkrümmung an der Überfallkante auswirkt.

An Versuchen stehen aus der jüngsten Zeit die sehr ausführlichen und sorgfältig durchgeführten von Nosedá [6] zur Verfügung, die Aufschluß über den Spiegel- und Wassermengenverlauf geben und, für prismatische Rechenstäbe und bestimmte Verbauungsverhältnisse, den Durchtritt des entnommenen Wassers durch den Rechen klären. Wie sich gezeigt hat, kann der Kontraktionswert  $\mu$  für den Durchfluß durch den Rechen nicht als konstant angenommen werden. Daher können die bisher bekannt gewordenen geschlossenen Verfahren nicht ohne weiteres zur Bestimmung des genauen Spiegel- und Wassermengenverlaufes Verwendung finden, und die Methoden der schrittweisen Berechnung erhalten verstärkte Bedeutung. Hierzu soll zunächst ein sehr anschauliches graphisches Verfahren mitgeteilt werden, das für jeden beliebigen Energielinienverlauf brauchbar ist.

### b) Graphisches Verfahren

In Abb. 1 sei der Punkt I Ausgangspunkt der Rechnung. Hier sind bekannt  $H_I$  und  $q_I$ , gesucht ist  $h_I$ . Zwischen diesen Größen besteht die Beziehung (für 1 m Wehrbreite)

$$q_I = h_I \cdot \sqrt{2g \cdot (H_I - h_I \cdot \cos \varphi)} \quad (1)$$

Sie ist durch die über I aufgetragene Abflußkurve dargestellt. Für die Abszisse  $q_I$  kann die Fließtiefe  $h_I$  in der aus der Abbildung ersichtlichen Weise ermittelt werden, die dann senkrecht zur Rechenflucht aufzutragen ist. In der Strecke  $\Delta s = s_{II} - s_I$  fällt durch den Rechen die Wassermenge  $\Delta q$  ab, so daß im Punkt II  $q_{II} = q_I - \Delta q$ . Zu der hier vorhandenen Energiehöhe  $H_{II}$  kann nun die Wassertiefe  $h_{II}$  bestimmt werden, wozu die Kurve

$$q_{II} = h_{II} \cdot \sqrt{2g \cdot (H_{II} - h_{II} \cdot \cos \varphi)} \quad (2)$$

verwendet wird.

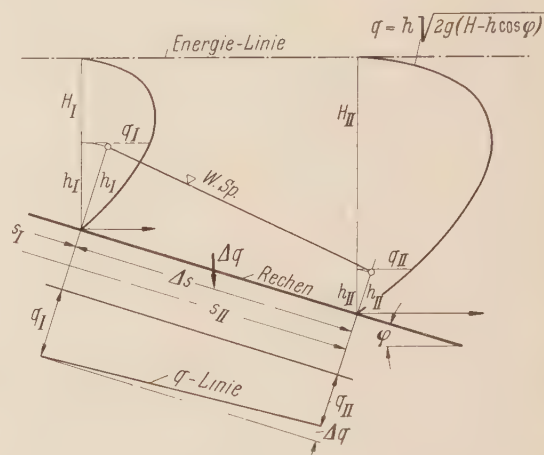


Abb. 1. Schema der Wasserbewegung bei horizontaler Energielinie

Für den Durchfluß durch den Rechen gilt die Beziehung

$$q_1 = \lambda \cdot \sqrt{h} \quad \text{mit} \quad \lambda = \psi \cdot \mu \cdot \sqrt{2g \cdot \cos \varphi},$$

worin  $\psi$  das Verbaunungsverhältnis bedeutet und  $\mu$  der Kontraktionswert des Strahles zwischen den Rechenstäben. Das Verbaunungsverhältnis ist als Verhältnis vom freien zum gesamten Querschnitt definiert. Für einen einfachen Rechen ohne Querversteifungs- oder Verstärkungsrippen ist  $\psi = e/a$  (Abb. 2). — Der Kontraktionswert  $\mu$  ist im allgemeinen mit der Wassertiefe auf dem Rechen und mit der Ausbildung des Rechens veränderlich. Auf diesbezüglichen Meßergebnissen von Nosedá kommen wir noch zurück.

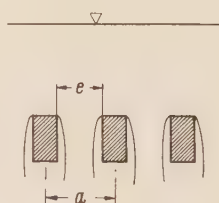


Abb. 2. Rechenquerschnitt.

Der Abfluß  $q_1$  bezieht sich auf den 1 m breiten und 1 m langen Rechen. Um die Wassermengenänderung  $\Delta q$  zu erhalten, wird bei dem graphischen Verfahren das arithmetische Mittel der Grenzwerte bei  $s_I$  und  $s_{II}$  eingeführt, also

$$\Delta q = \Delta s \cdot \frac{q_{1I} + q_{1II}}{2} \quad (3)$$

Die graphische Berechnung wird in der aus Abb. 3 ersichtlichen Weise durchgeführt. Zunächst werden die der Energiehöhen  $H$  in den Intervallendpunkten entsprechenden Abflußkurven

$$q = h \cdot \sqrt{2g \cdot (H - h \cdot \cos \varphi)} \quad (4)$$

aufgetragen, gegebenenfalls zur Verminderung der Rechen- und Zeichenarbeit nur die voraussichtlich in Betracht kommenden Teilstücke. Auf einem durchsichtigen Pausblatt wird ferner die Beziehung

$$\frac{q_1}{2} \cdot \Delta s = \frac{\Delta s}{2} \cdot \psi \cdot \mu \cdot \sqrt{2g \cdot \cos \varphi} \cdot h \quad (5)$$

dargestellt, und zwar in zwei symmetrisch zueinander liegenden Ästen. Nun wird, wie aus Abb. 3 ersichtlich, beginnend mit dem bekannten Anfangspunkt *I* durch Auflegen des Deckblattes Punkt für Punkt der Spiegellinie (*I*, *II*, *III* usw.) bestimmt. Zu diesem Zweck wird das Deckblatt so über die Hauptzeichnung gelegt, daß der rechte Ast der Deckblattkurve durch den gegebenen Anfangspunkt *I* geht und daß sich die *q*-Achsen beider Zeichnungen decken. Der

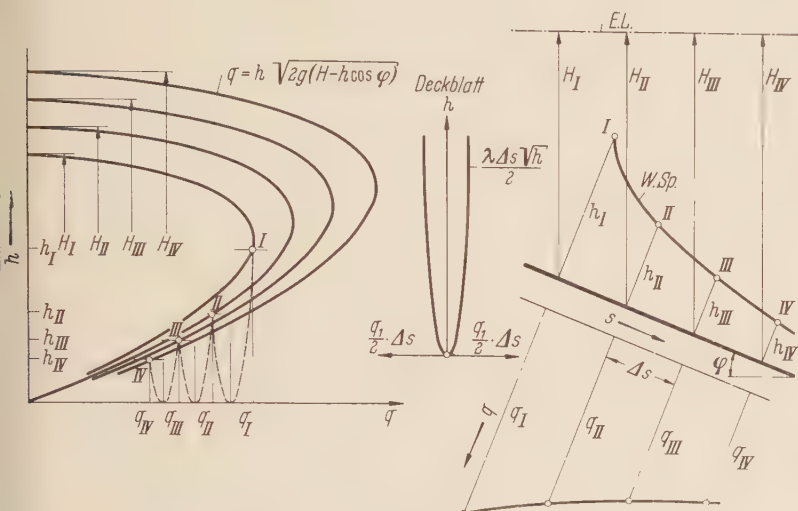


Abb. 3. Graphisches Verfahren, Energielinie waagrecht.

Schnittpunkt des linken Astes der Deckblattkurve mit der Abflußkurve des Intervall-Endes wird mit einer Nadel durchgestochen, wodurch sich der nächste Spiegelpunkt *II* ergibt. In gleicher Weise schreitet man nun zu Punkt *III* fort usw. — Wie leicht einzusehen, stellt der waagrechte Abstand zweier Berechnungspunkte, z. B. zwischen *I* und *II*, den mittleren Wasserverlust des Hauptstromes durch den Rechen gemäß Gl. (4) dar. Die Tiefen *h<sub>I</sub>* und *h<sub>II</sub>* sind senkrecht zur Rechenschräge aufzutragen.

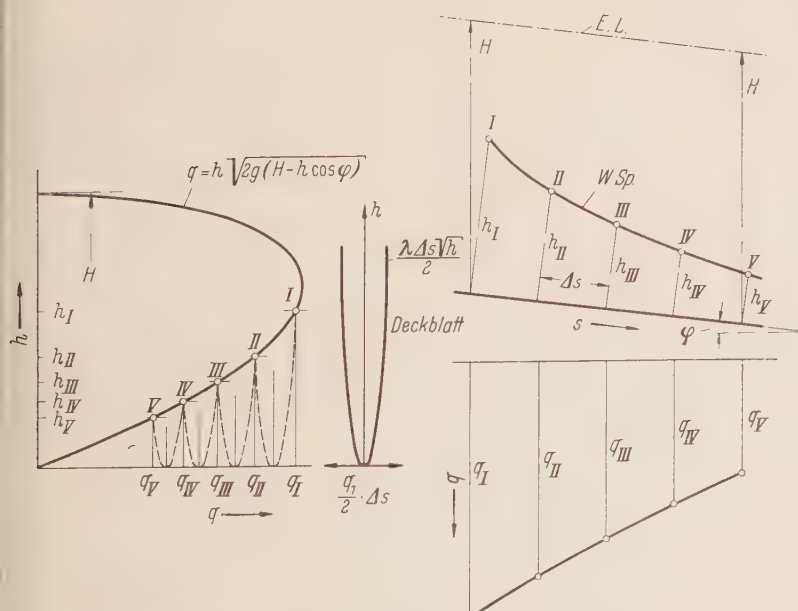


Abb. 4. Graphisches Verfahren, konstante Energiehöhe.

Ist die Energiehöhe konstant, d. h. verläuft die Energielinie parallel zum Rechen, so ist nur eine einzige Abflußkurve nach Gl. (5) zu zeichnen. Der Konstruktionsgang ist in Abb. 4 angegeben. Die Abbildung gilt auch für den Sonderfall des horizontalen Rechens. Wird bei geneigtem Rechen der Einfluß seiner Neigung auf die Fließtiefe ver-

nachlässigt, wie Nosedá dies bei seinem schrittweisen Verfahren tut (er mißt die Tiefen in lotrechter Richtung), so ist das Schema der Abb. 4 gleichfalls brauchbar. Man setzt dann in Gl. (5)  $\varphi = 0$ .

Das graphische Verfahren ist bei veränderlichem  $\mu$ -Wert für den Durchfluß durch den Rechen ohne weiteres brauchbar, da dieser Wert, nach den Versuchen von Nosedá [6], außer von der geometrischen Gestaltung des Rechens von der darüber liegenden Wassertiefe *h* abhängt. Innerhalb der Grenzen

$$0,2 < \frac{h}{a} < 3,5 \quad \text{und} \quad 0,15 < \psi < 0,30$$

gilt nach Nosedá die Beziehung

$$\mu = 0,66 \cdot \psi^{-0,16} \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^{0,13} \quad (7)$$

für in der Fließrichtung liegende Rechenstäbe mit Rechteckprofil und strömendes Wasser oberhalb des Wehres, das an diesem ins Schießen übergeht. Liegt schon oberhalb des Rechens schießendes Wasser vor, so gilt, was nur für den Verbauungsgrad  $\psi = 0,28$  durch Versuch nachgewiesen ist,  $\mu = 0,78 \cdot (a/h)^{0,13}$ , ein Wert, der allerdings mit einiger Näherung auch schon in Gl. (7) erfaßt ist<sup>1</sup>.

Liegen nun die Verhältnisse so, daß Gl. (7) in Betracht kommt, so nimmt die Gl. (6) für die durch den Rechenabschnitt  $\Delta s$  abfließende halbe Wassermenge die Form an:

$$\frac{q_1}{2} \cdot \Delta s = \frac{\Delta s}{2} \cdot 0,66 \cdot \psi^{0,84} \cdot a^{0,13} \cdot \sqrt{2g \cdot \cos \varphi} \cdot h^{0,37} \quad (8)$$

Hierbei ist allerdings noch auf folgendes hinzuweisen: In Gl. (7) ist, entsprechend der Versuchspraxis von Nosedá [6], unter *h* die lotrecht gemessene Tiefe zu verstehen, während in Gl. (8) mit dem gleichen Zeichen die Tiefe senkrecht zur Rechenfläche zu verstehen ist. Die hier begangene kleine Unkorrektheit ist aber vertretbar, und zwar aus folgenden Gründen: Wie aus den Fig. 11 bis 14 der Arbeit [6] ersichtlich und wie es in der Natur der Sache liegt, streuen die Meßpunkte in bestimmtem Umfang, wobei die Rechenneigung innerhalb der Streugrenzen offensichtlich keine Rolle spielt. — Den durch Versuch bestimmten  $\mu$ -Werten wären im Fall der Gl. (8) kleinere *h*-Werte zuzuordnen. Dadurch würde aber in einem großen Bereich der Punkthaufen sogar günstiger zu den Ausgleichskurven nach Gl. (7) liegen. Außerdem würden sich bei dem stärksten geneigten experimentell untersuchten Rechen ( $\varphi = 11^\circ 20'$ ) die  $\mu$ -Werte nur um wenige ‰ ermäßigen, so daß von diesem Einfluß mit Fug und Recht abgesehen werden kann, und zwar sowohl bei den später durchgeführten quantitativen Vergleichen mit den Versuchsergebnissen als auch erst recht bei praktischen Berechnungsfällen.

#### c) Geschlossenes Verfahren für $H = \text{konst.}$

Ein solches Verfahren stammt erstmals von Garot [1] und ist in neuester Zeit von Nosedá [5] wieder aufgegriffen worden.

<sup>1</sup> Da über dem Rechen sowohl bei strömendem wie auch schießendem Zulauf das Wasser schießt, kann auch nicht gut ein Unterschied der  $\mu$ -Werte je nach dem Fließzustand oberhalb des Wehres erwartet werden.

Werden (Abb. 5) die Tiefen lotrecht gemessen, d. h. wird der Einfluß der Rechenneigung vernachlässigt, dann läßt sich die Differentialgleichung

$$\frac{dh}{ds} = - \frac{2 \cdot \mu \cdot \psi \cdot \sqrt{h \cdot (H_0 - h)}}{2 H_0 - 3 h} \quad (9)$$

für den Fall  $\mu = \text{konst.}$  integrieren. Mit den relativen Tiefen  $h_I/H_0$  und  $h_{II}/H_0$  ist

$$s_{II} - s_I = \frac{H_0}{\mu \cdot \psi} \cdot \left[ \Phi \left( \frac{h_{II}}{H_0} \right) - \Phi \left( \frac{h_I}{H_0} \right) \right] \quad (10)$$

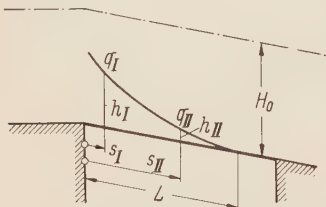


Abb. 5. Energielinie parallel zum Rechen.

Für die Funktionswerte  $\Phi(h/H)$  gilt

$$\Phi \left( \frac{h}{H} \right) = \frac{1}{2} \cdot \arccos \sqrt{\frac{h}{H} - \frac{3}{2}} \cdot \sqrt{\frac{h}{H} \cdot \left( 1 - \frac{h}{H} \right)} \quad (11)$$

Sie können der Tabelle 1 entnommen werden.

Auch die Wassermengenverteilung ergibt sich aus Gl. (9). Wird als Wassermengenmaßstab die bei der Energiehöhe  $H_0$  abführbare Größtmenge

$$q_{\max} = \frac{2}{3 \cdot \sqrt{3}} \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}$$

gewählt, so ist

$$s_{II} - s_I = \frac{H_0}{\mu \cdot \psi} \cdot \left[ \beta \left( \frac{q_{II}}{q_{\max}} \right) - \beta \left( \frac{q_I}{q_{\max}} \right) \right] \quad (12)$$

mit

$$\beta \left( \frac{q}{q_{\max}} \right) = \frac{1}{2} \cdot \arccos \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \sqrt{2 \cos \Theta + 1} - \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \sqrt{(2 \cos \Theta + 1) \cdot (1 - \cos \Theta)} \quad (13)$$

und

$$\Theta = \frac{1}{3} \cdot \arccos \left[ 1 - 2 \cdot \left( \frac{q}{q_{\max}} \right)^2 \right] + 240^\circ \text{ für schießendes Wasser.}$$

Die Funktionswerte  $\beta(q/q_{\max})$  sind der Tabelle 1 zu entnehmen.

Tabelle 1.

| $\frac{h}{H}$ | $\Phi \frac{h}{H}$ | $\frac{q}{q_{\max}}$ | $\beta \left( \frac{q}{q_{\max}} \right)$ |
|---------------|--------------------|----------------------|-------------------------------------------|
| 0,00          | 0,7854             | 0,00                 | 0,7854                                    |
| 0,05          | 0,3457             | 0,05                 | 0,5084                                    |
| 0,10          | 0,1745             | 0,10                 | 0,3937                                    |
| 0,15          | 0,0510             | 0,15                 | 0,3072                                    |
| 0,20          | -0,0464            | 0,20                 | 0,2342                                    |
| 0,25          | -0,1259            | 0,25                 | 0,1702                                    |
| 0,30          | -0,1921            | 0,30                 | 0,1127                                    |
| 0,35          | -0,2466            | 0,35                 | 0,0617                                    |
| 0,40          | -0,2918            | 0,40                 | 0,0117                                    |
| 0,45          | -0,3290            | 0,45                 | -0,0337                                   |
| 0,50          | -0,3573            | 0,50                 | -0,0762                                   |
| 0,55          | -0,3791            | 0,55                 | -0,1162                                   |
| 0,60          | -0,3925            | 0,60                 | -0,1543                                   |
| 0,65          | -0,3989            | 0,65                 | -0,1904                                   |
| 0,70          | -0,3976            | 0,70                 | -0,2247                                   |
| 0,75          | -0,3877            | 0,75                 | -0,2575                                   |
| 0,80          | -0,3682            | 0,80                 | -0,2887                                   |
| 0,85          | -0,3367            | 0,85                 | -0,3187                                   |
| 0,90          | -0,2891            | 0,90                 | -0,3471                                   |
| 0,95          | -0,2142            | 0,95                 | -0,3743                                   |
| 1,00          | 0,0000             | 1,00                 | -0,3994                                   |

Wie erwähnt, setzen die Formeln (10) bis (13) konstantes  $\mu$  voraus, was in Wirklichkeit nicht zutrifft. Nosedá [6] schlägt daher eine stückweise Berechnung

vor, bei der die vorgenannten Formeln auf die einzelnen Berechnungsintervalle angewendet werden, und zwar bei Benutzung des auf die Anfangswassertiefe des Abschnittes zutreffenden  $\mu$ -Wertes nach Gl. (7).

Nach Gherardelli [8] kann aber der veränderliche Kontraktionswert nach Gl. (7) auch in geschlossener Form berücksichtigt werden. Nach ihm kann Gl. (7) auch geschrieben werden:

$$\mu = 0,66 \cdot \psi^{-0,16} \cdot \left( \frac{a}{H_0} \right)^{0,13} \cdot \left( \frac{h}{H_0} \right)^{-0,13} = K \cdot \left( \frac{h}{H_0} \right)^{-0,13} \quad (14)$$

Damit führt die Integration von Gl. (9) auf

$$s_{II} - s_I = - \frac{H_0}{2 \cdot \psi \cdot K} \cdot \int_{h_I}^{h_{II}} \frac{\left( 2 - 3 \frac{h}{H_0} \right) \cdot \left( \frac{h}{H_0} \right)^{0,13}}{\sqrt{\frac{h}{H_0} \cdot \left( 1 - \frac{h}{H_0} \right)}} \cdot d \left( \frac{h}{H_0} \right) \quad (15)$$

Setzt man das Integral

$$\int \frac{\left( 2 - 3 \frac{h}{H_0} \right) \cdot \left( \frac{h}{H_0} \right)^{0,13}}{\sqrt{\frac{h}{H_0} \cdot \left( 1 - \frac{h}{H_0} \right)}} \cdot d \left( \frac{h}{H_0} \right) = f \left( \frac{h}{H_0} \right), \quad (16)$$

so lautet Gl. (15) folgendermaßen:

$$s_{II} - s_I = \frac{H_0}{2 \cdot \psi \cdot K} \cdot \left\{ f \left( \frac{h_{II}}{H_0} \right) - f \left( \frac{h_I}{H_0} \right) \right\} \quad (17)$$

Das Integral Gl. (16) kann in geschlossener Form nicht ausgewertet werden. Gherardelli setzt daher näherungsweise

$$f \left( \frac{h}{H_0} \right) = f_1 \left( \frac{h}{H_0} \right) = 13 \cdot \left( \sqrt{1 - \frac{h}{H_0}} - 0,53 \right)^3, \quad (18)$$

so daß

$$s_{II} - s_I = \frac{H_0}{2 \cdot \psi \cdot K} \cdot \left\{ f_1 \left( \frac{h_{II}}{H_0} \right) - f_1 \left( \frac{h_I}{H_0} \right) \right\} \quad (19)$$

Herrscht am Rechenanfang der kritische Zustand, so ist  $h_I = h_0 = k$  und  $h_I/H_0 = 2/3$ . Es wird  $f_1(h_0/H_0) = 0,000$  und  $s_I = 0$ , so daß

$$s_{II} = \frac{13 \cdot H_0}{2 \psi K} \cdot \left( \sqrt{1 - \frac{h_{II}}{H_0}} - 0,53 \right)^3 \quad (20)$$

Wo Zweifel an der Berechtigung der Näherungsgleichung (18) bestehen, ist es wohl besser, Gl. (16) numerisch auszuwerten, was auf die Funktionswerte der Tabelle 2 führt.

Tabelle 2.

| $\frac{h}{H_0}$ | $f \left( \frac{h}{H_0} \right)$ | $\frac{h}{H_0}$ | $f \left( \frac{h}{H_0} \right)$ |
|-----------------|----------------------------------|-----------------|----------------------------------|
| 0,667           | 0,000                            | 0,25            | 0,497                            |
| 0,65            | 0,001                            | 0,20            | 0,610                            |
| 0,60            | 0,013                            | 0,15            | 0,766                            |
| 0,55            | 0,039                            | 0,10            | 0,956                            |
| 0,50            | 0,078                            | 0,05            | 1,204                            |
| 0,45            | 0,130                            | 0,03            | 1,333                            |
| 0,40            | 0,196                            | 0,010           | 1,513                            |
| 0,35            | 0,275                            | 0,005           | 1,575                            |
| 0,30            | 0,369                            | 0,001           | 1,655                            |
|                 |                                  | 0,0005          | 1,670                            |
|                 |                                  | 0,0000          | 1,707                            |

Die Wassermengenverteilung wird aus der Differentialgleichung

$$\frac{dq'}{ds} = \mu \cdot \psi \cdot \sqrt{2g} \cdot h$$

gefunden, aus der nach Vereinigung mit Gl. (9) hervorgeht

$$\frac{dq'}{dh} = - \frac{\sqrt{2g} \cdot (2H_0 - 3h)}{2 \cdot \sqrt{H_0 - h}} \quad (21)$$

Durch Integration zwischen den Grenzen  $h_I$  und  $h_{II}$  ergibt sich

$$q' = \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2} \cdot \left\{ \frac{h_I}{H_0} \sqrt{1 - \frac{h_I}{H_0}} - \frac{h_{II}}{H_0} \sqrt{1 - \frac{h_{II}}{H_0}} \right\} \quad (22)$$

$q'$  bedeutet die auf 1 m Breite entnommene Wassermenge, gerechnet vom Anfangspunkt mit der Tiefe  $h_I$  bis zur Tiefe  $h_{II}$ . Herrscht am Rechenanfang der kritische Fließzustand, wofür dann  $H_0 = H_{\min}$  und  $h_I/H_0 = k/H_0 = 2/3$ , so ist

$$q' = \sqrt{2g} \cdot H_{\min}^{3/2} \cdot \left\{ 0,385 - \frac{h_{II}}{H_{\min}} \sqrt{1 - \frac{h_{II}}{H_{\min}}} \right\} \quad (23)$$

#### d) Die Versuche von Nosedá

Mit Hilfe der schon oben erwähnten Versuche ist es möglich, die Berechnungsmethoden auf ihre Übereinstimmung mit der Wirklichkeit hin zu prüfen. Insbesondere geht es hierbei um die beiden üblichen Annahmen über den Verlauf der Energielinie. Nosedá hat seine Versuchsergebnisse nach dem von ihm empfohlenen Verfahren der konstanten Energiehöhe nachgerechnet und eine mehr oder weniger gute Übereinstimmung mit den Messungen festgestellt. Dagegen ist unseres Wissens nicht an auch nur ähnlichem Umfang an Messungsergebnissen überprüft worden, wie sich die Annahme einer horizontalen Energielinie bewährt. Im Interesse einer objektiven Beurteilung soll dies nunmehr getan werden.

Wir beschränken uns dabei auf jene Fälle, für die Nosedá die Meßzahlen veröffentlicht und sie gleichzeitig zeichnerisch unter Beigabe seiner eigenen Rechenergebnisse dargestellt hat. Ferner werden nur der praktisch wohl allein verwendete Rechen mit den Stäben in der Fließrichtung betrachtet und jene Fälle, bei denen das Wasser erst unmittelbar vor dem Rechen ins Schießen kommt.

Als Kontraktionswerte für den Durchtritt des Wassers durch den Rechen werden die aus der empirischen Gleichung (7) hervorgehenden Werte benutzt.

Es handelt sich um folgende Rechen- und Abflußdaten:

Rechen A,  $\psi = 0,16$ ,  $\varphi = 11^\circ 20'$  ( $tg \varphi = 0,20$ ).

a)  $q_0 = 198,3 \text{ l/s}$ , b)  $q_0 = 53,8 \text{ l/s}$ .

Rechen B,  $\psi = 0,22$ ,  $\varphi = 0^\circ$  (Horizontalrechen).

$q_0 = 198,3 \text{ l/s}$ .

Rechen B,  $\psi = 0,22$ ,  $\varphi = 11^\circ 20'$ ,

a)  $q_0 = 198,3 \text{ l/s}$ , b)  $q_0 = 53,8 \text{ l/s}$ .

Rechen C,  $\psi = 0,28$ ,  $\varphi = 11^\circ 20'$ ,

a)  $q_0 = 198,3 \text{ l/s}$ , b)  $q_0 = 53,8 \text{ l/s}$ .

Da sich bei horizontalem Rechen beide Annahmen vollkommen decken, beschränken wir uns auf den Fall des horizontalen Rechens B bei  $q = 198,3 \text{ l/s}$ , der genügend deutlich zeigt, daß befriedigende Übereinstimmung zwischen Natur und Berechnung besteht. — Die Verschiedenheit der Annahmen tritt erst bei geneigtem Rechen in Erscheinung, weshalb Nachrechnungen für die größte experimentell geprüfte Rechenneigung ( $i = 0,20$ ) und je zwei Abflußmengen bei allen drei Rechentypen (A, B, C) angestellt worden sind.

Für die parallel zur Rechenflucht verlaufende Energielinie sind die in der Nosedaschen Arbeit zeichnerisch dargestellten Ergebnisse unverändert übernommen worden. Es sei hier nochmals daran erinnert, daß das Verfahren von Garot-Nosedá die Rechenneigung vernachlässigt und die Wassertiefen lotrecht mißt.

Die Berechnungen für horizontale Energielinie sind mit Hilfe des unter 1.b) beschriebenen graphischen Verfahrens durchgeführt. Die errechneten Wassertiefen liegen senkrecht zur Rechenfläche<sup>2</sup>.

<sup>2</sup> Bei den zum Teil im Längenschnitt stark gekrümmten Spiegellinien kann auch dies nur als Näherung gelten. Streng genommen müßten an die Stelle der geradlinigen Tiefen die gekrümmten Potentiallinien treten, was sich im vorliegenden Fall freilich der Berechnung entzieht.

Die Versuchsergebnisse sind, zusammen mit den Rechnungsergebnissen nach Nosedá (konstante Energiehöhe) und nach unseren Ermittlungen für horizontale Energielinie, in den Abb. 6 bis 9 dargestellt.

Abb. 6 bezieht sich auf den horizontalen Rechen. Die gute Übereinstimmung der Rechenergebnisse nach Nosedá bzw. nach unserem graphischen Verfahren einerseits und den Versuchswerten andererseits zeigt, daß die angenommene Energielinienlage offenbar weitgehend mit der Wirk-

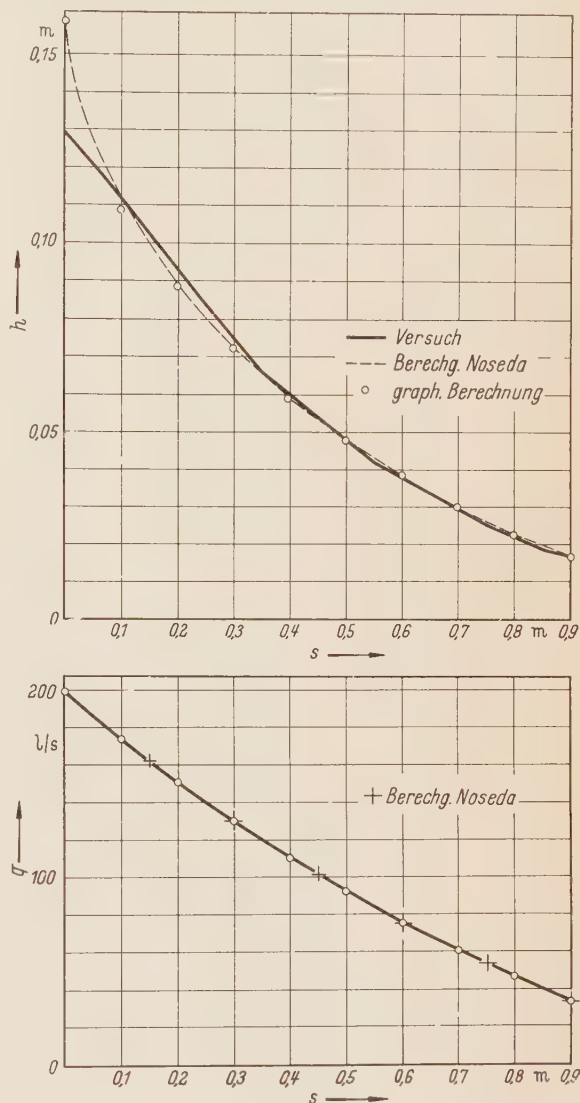


Abb. 6. Rechen B, horizontal,  $\psi = 0,22$ ,  $q_0 = 198,3 \text{ l/s}$ .

lichkeit übereinstimmt. Besonders bemerkenswert ist die scharfe Übereinstimmung bei den Wassermengen auf dem Rechen. Eine merkliche Abweichung ist lediglich am oberen Rechen festzustellen. Diese rührt daher, daß wegen der Stromfadenkrümmung und der damit verbundenen Abweichung von der hydrostatischen Druckverteilung unmittelbar an der Bruchkante am Rechenanfang nicht die kritische Tiefe, sondern ein kleinerer Wert auftritt, wie dies ja auch aus der Hydraulik z. B. der Sohlenabstürze bekannt ist. Im Anschluß hieran ergibt sich eine nach oben konvexe Krümmung, die dann im weiteren Verlauf in die konkave Strecke übergeht. Somit ist am Rechenbeginn die tatsächliche Wassertiefe geringer als die berechnete und unterhalb davon auf eine bestimmte Länge größer. Wo der Einfluß der Stromfadenkrümmung offenbar verschwunden ist, stimmen Theorie und Wirklichkeit gut überein. Bemerkenswert ist, daß sich die erwähnte Abweichung beim Wassermengenverlauf so gut wie überhaupt nicht äußert.

Abb. 7, die sich auf den unter  $11^\circ 20'$  geneigten Rechen A mit  $\psi = 0,16$  bezieht, zeigt, daß die nach der Theorie der konstanten Energielinienhöhe berechnete Spiegellinie beträchtlich von dem Spiegelverlauf des Versuches abweicht, während die für horizontale Energielinie berechnete Kurve — abgesehen von der schon erwähnten

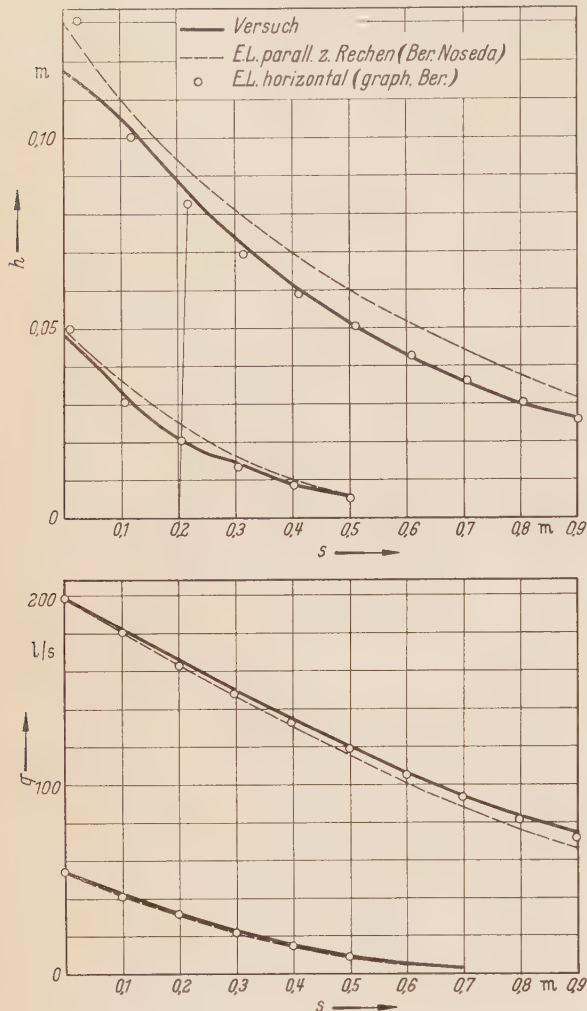


Abb. 7. Rechen A,  $\varphi = 11^\circ 20'$ ,  $\psi = 0,16$ ,  $q_0 = 193,3$  und  $53,8 \text{ l/s}$ .

Anomalie am Rechenanfang — sehr gut stimmt. Auch bei dem Wassermengenvergleich zeigt sich das Verfahren mit horizontaler E-Linie überlegen. — Was die Darstellung der Spiegellinie betrifft, so ist zu beachten, daß die nach unserem Verfahren bestimmten Tiefen senkrecht zur Rechenflucht stehen und daß sie in den Abbildungen entsprechend der Längen- und Winkelverzerrung auf schrägen Tiefenlinien aufzutragen sind. Jeder Punkt mit der schrägen Tiefe  $h$  ist über einer um  $h \cdot \tan \varphi$  weiter flußabwärts liegenden Abszisse und mit der lotrechten Tiefe  $h/\cos \varphi$  aufzutragen.

Abb. 8 stellt die Verhältnisse bei dem unter  $11^\circ 20'$  geneigten Rechen B mit  $\psi = 0,22$  dar. Hierzu ist grundsätzlich das gleiche zu sagen wie zu Abb. 7. Auch hier stimmt die Annahme der horizontalen E-Linie besser als die der zum Rechen parallelen. — In Abb. 8 ist mit Kreuzen der Spiegelverlauf nach der in [4] abgeleiteten Ellipsenformel eingetragen. Obwohl diese konstantes  $\mu$  voraussetzt, erscheint sie als Näherung auch bei der neuen Sachlage in bestimmtem Umfang noch brauchbar. Wir werden hierauf später noch bei der Ableitung eines „mittleren“  $\mu$ -Wertes zurückkommen.

Abb. 9 bringt den Spiegel- und Wassermengenverlauf für den geneigten Rechen C mit  $\psi = 0,28$ . Hier sind die Abweichungen beider untersuchter Verfahren verhältnismäßig gering, aber auch hier stimmt das der horizontalen

E-Linie besser. Daß die für konstantes  $H$  berechnete Spiegellinie am oberen Rechenende näher an der Versuchskurve liegt, bedeutet nicht, daß hier die Theorie zutreffen würde; der Grund hierfür liegt vielmehr bei der schon erwähnten Stromfadenkrümmung, geht somit auf ganz andere Ursachen zurück.

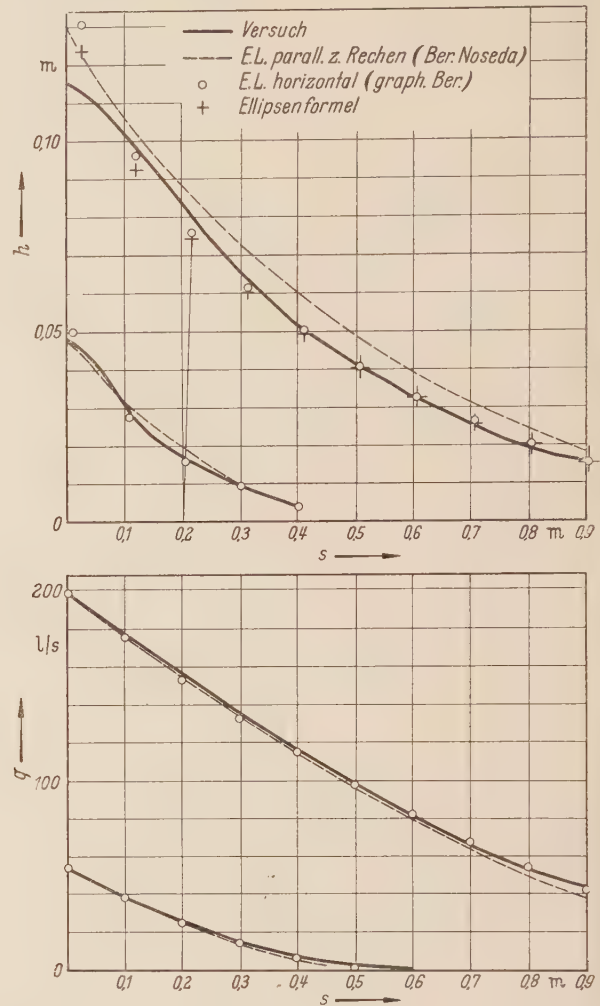


Abb. 8. Rechen B,  $\varphi = 11^\circ 20'$ ,  $\psi = 0,22$ ,  $q_0 = 198,3$  und  $53,8 \text{ l/s}$ .

## 2. Bemessung des Rechens

Hierunter wird die Ermittlung der zur Ableitung einer bestimmten Wassermenge notwendigen Rechenlänge verstanden. Der häufigste Fall wird der sein, daß die gesamte zufließende Wassermenge durch den Rechen abgeleitet wird. Weniger häufig wird eine bestimmte Restmenge im Flußbett zu belassen sein, dies in dem Fall, daß die Ausbauwassermenge kleiner als alle Wasserführungen des Flusses ist.

### a) Vollkommene Entnahme

Die erforderliche Rechenlänge kann zunächst in allen Fällen mittels numerischer oder graphischer Integration in endlicher Form bestimmt werden, indem die Rechnung so weit fortgeführt wird, bis kein Wasser mehr auf dem Rechen fließt, also  $q = 0$  wird. — Indessen ist auch eine direkte Bemessung möglich.

#### $\alpha$ ) Energielinie horizontal

Hierfür ist in [4] unter Benutzung der Ellipsenformel d. h. Ersatz der Spiegellinie durch eine Ellipse mit der Halbachsen  $L$  (benetzte Rechenlänge) und  $h_0$  (Wassertiefe am Rechenanfang), ein Näherungsverfahren angegeben. Dabei ist vorausgesetzt, daß der Rechen unmittelbar am Sohlenknick beginnt und daß hier im Zulauf die kritische Tiefe herrscht (Abb. 10).

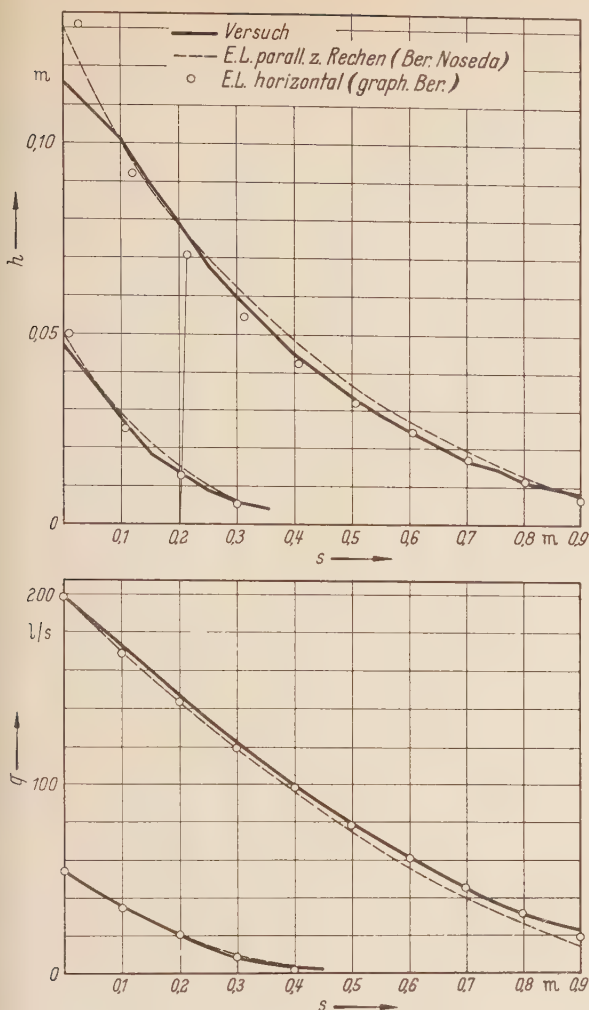


Abb. 9. Rechen C,  $\varphi=11^\circ 20'$ ,  $\psi=0,28$ ,  $q_0=198,3$  und  $53,8$  l/s.

Für die Länge ergibt sich unter diesen Voraussetzungen die Beziehung

$$L = 2,561 \cdot \frac{q_0}{\lambda \cdot \sqrt{h_0}} \quad (24)$$

wobei  $\lambda$  die in Gl. (3) angegebene Bedeutung hat<sup>3</sup>

$$\lambda = \psi \cdot \mu \sqrt{2g \cdot \cos \varphi}$$

Nach den Versuchen von Nosedo wäre unter  $\mu$  ein zunächst noch nicht näher definierter mittlerer Wert zu

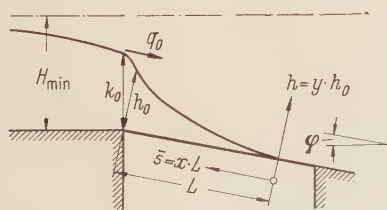


Abb. 10. Zur Bemessung der Rechenlänge.

erstehen.  $h_0$  ist die der Energiemindesthöhe  $H_{\min}=3/2 \cdot k_0$  entsprechende senkrecht zum Rechen stehende Fließtiefe der Wassermenge  $q_0$  am Beginn des Rechens. Nach [4] ist

$$h_0 = \kappa \cdot k_0, \quad (25)$$

wobei  $\kappa$  zu finden ist aus

$$2 \cdot \cos \varphi \cdot \kappa^3 - 3 \kappa^2 + 1 = 0. \quad (26)$$

<sup>3</sup> In [4] ist im Ausdruck für  $\lambda$  ein Faktor  $\cos \varphi$  zuviel angegeben, worauf Nosedo [7] aufmerksam macht.

### β) Energielinie parallel zum Rechen

Wird die Endwassertiefe  $h_{II}$  zu Null [Abb. 5, Gl. (10), Tab 1], ist  $\Phi(h_{II}/h_0) = 0,7854$ , so daß die Rechenlänge

$$L = \frac{H_0}{\mu \cdot \psi} \cdot \left[ 0,7854 - \Phi\left(\frac{h_I}{H_0}\right) \right], \quad (27)$$

wenn die relative Tiefe  $h_I/H_0$  für den Rechenanfang gilt. Herrscht hier die kritische Tiefe, so ist (nach den Voraussetzungen von Nosedo)  $h_I/H_0 = 2/3$  und  $\Phi(h_I/H_0) = -0,3994$ . Dann ergibt sich die Rechenlänge

$$L = 1,185 \cdot \frac{H_0}{\mu \cdot \psi}, \quad (28)$$

ein Wert, der mit dem der Gl. (24) verglichen werden kann.

### γ) Vergleich von Gl. (24) und Gl. (28)

Berücksichtigt man, daß für den betrachteten Fall

$H_0 = H_{\min}$ ,  $q_0 = q_{\max} = \frac{2}{3 \cdot \sqrt{3}} \cdot \sqrt{2g} \cdot H_{\min}^{3/2}$  und  $h_0 = 2/3 \cdot H_{\min} \cdot \kappa$ , ferner  $\lambda = \psi \cdot \mu \cdot \sqrt{2g \cos \varphi}$ , so läßt sich zwischen den Rechenlängen nach den Gl. (24) und (28), die mit  $L_F$  und  $L_N$  bezeichnet werden sollen, nach einigen Zwischenrechnungen die Beziehung finden

$$\frac{L_F}{L_N} = \frac{1,0194}{\sqrt{\kappa \cdot \cos \varphi}} \quad (29)$$

Der Nenner rechts hängt allein von der Rechenneigung ab. Das zahlenmäßige Verhältnis der beiden Rechenlängen geht aus folgender Tabelle hervor:

|             |       |       |       |       |       |       |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $\varphi =$ | 0     | 4     | 8     | 12    | 16    | 20°   |
| $L_F/L_N =$ | 1,019 | 1,042 | 1,064 | 1,090 | 1,119 | 1,150 |

Für den horizontalen Rechen (für den Nosedos Gleichung genau genommen allein gilt) sind also die nach (24) und (28) ermittelten Rechenlängen kaum verschieden:  $L$  ist das 1,019fache von  $L_N$ .

### δ) Veränderlicher Kontraktionswert nach Gl. (7)

Nach den Gl. (3) und (7) ist der Durchfluß durch den Rechen, bezogen auf die Flächeneinheit,

$$q_1 = \psi \cdot 0,66 \cdot \psi^{0,16} \cdot (a/h)^{0,13} \cdot \sqrt{2g \cdot h \cdot \cos \varphi}. \quad (30)$$

Mit  $h = y \cdot h_0$  lautet Gl. (30)

$$q_1 = m \cdot y^{0,37}, \quad (31)$$

worin

$$m = 0,66 \cdot \sqrt{2g \cdot \cos \varphi} \cdot \psi^{0,84} \cdot a^{0,13} \cdot h_0^{0,37}.$$

Zur Bestimmung eines mittleren  $\mu$ -Wertes soll der Tiefenverlauf nach der schon erwähnten Ellipsengleichung [4] als bekannt vorausgesetzt werden. Diese selbst lautet mit den aus Abb. 10 ersichtlichen Koordinaten  $h = y \cdot h_0$  und  $s = x \cdot L$

$$y = 1 - \sqrt{1 - x^2}. \quad (32)$$

Der Wasserdurchtritt im Längenelement  $L \cdot dx$  ist nach Gl. (31)  $dq_1 = dx \cdot L \cdot m \cdot y^{0,37}$ ; nach Berücksichtigung von Gl. (32) erhält man

$$q_0 = L \cdot m \cdot \int_0^1 [1 - \sqrt{1 - x^2}]^{0,37} \cdot dx. \quad (33)$$

Das Integral kann nur numerisch ermittelt werden. Es hat den Wert

$$\int_0^1 [\dots] \cdot dx = 0,476.$$

Ferner ist  $q_0 = 0,476 \cdot L \cdot m$ . Andererseits gilt aber nach Gl. (24)  $q_0 = 0,391 \cdot L \cdot \lambda \sqrt{h_0}$  (wobei in  $\lambda$  ein mittleres  $\mu$  enthalten ist). Es ist also  $0,476 \cdot L \cdot m = 0,391 \cdot L \cdot \lambda \sqrt{h_0}$

oder  $\lambda_m = \frac{0,476 \cdot m}{0,391 \cdot \sqrt{h_0}}$  oder, unter Heranziehung der Gl. (3) und (31),

$$\mu = \mu_m = 1,22 \cdot 0,66 \cdot \psi^{-0,16} \cdot \left(\frac{a}{h_0}\right)^{0,13}$$

Wird

$$\mu_0 = 0,66 \cdot \psi^{-0,16} \cdot \left(\frac{a}{h_0}\right)^{0,13} \quad (34)$$

gesetzt, so ist

$$\mu_m = 1,22 \cdot \mu_0 \quad (35)$$

Der mittlere  $\mu$ -Wert  $\mu_m$  ergibt sich also in der Weise, daß man nach Gl. (7) für die Anfangswassertiefe  $h_0$  den Wert  $\mu_0$  berechnet und ihn mit 1,22 multipliziert.

Damit erhält man

$$\lambda_m = \psi \cdot \mu_m \cdot \sqrt{2g \cdot \cos \varphi} \quad (36)$$

und

$$L = 2,561 \cdot \frac{q_0}{\lambda_m \cdot \sqrt{h_0}} \quad (37)$$

Natürlich kann der Mittelwert  $\mu_m$  auch für die Gl. (26) nach Nosedá benutzt werden, indessen ist es bei Annahme einer konstanten Energielinienhöhe günstiger, wenn man das durch Gherardelli erweiterte Verfahren benutzt. In Betracht kommen die Gleichungen (17) und (14).

Für  $h_{II}/H_0 = 0$  ist  $f(h_{II}/H_0) = 1,707$  (Tabelle 2), daher

$$L = \frac{H_0}{2 \cdot \psi \cdot K} \cdot \left\{ 1,707 - f\left(\frac{h_I}{H_0}\right) \right\} \quad (38)$$

Ist das Wasser im Anfangsquerschnitt im Grenzzustand, so ist  $h_I/H_0 = 2/3$  und  $f(h_I/H_0) = 0$ , so daß

$$L = L_G = 0,853 \cdot \frac{H_0}{\psi \cdot K} \quad (39)$$

[Wegen  $K$  vgl. Gl. (14).]

#### b) Teilweise Entnahme

Hierfür eignet sich am besten das Verfahren von Nosedá/Gherardelli. Gegeben sind  $q_0$  und  $q_u$ , außerdem die (konstante) Energiehöhe  $H_0$ .  $q_0$  ist die dem Wehr zufließende,  $q_u$  die unterhalb des Rechens im Fluß zurückbleibende Wassermenge. Aus diesen Daten können die Anfangstiefe  $h_0$  und die Endtiefe  $h_u$  in bekannter Weise gefunden werden. Nach Gl. (38) erhält man die notwendige Rechenlänge.

Ferner kommt auch in Betracht das in [4] angegebene Verfahren, das die Spiegellinie als Ellipsenbogen auffaßt.

#### c) Vergleichendes Zahlenbeispiel

Für ein schon in [6] und [8] behandeltes Zahlenbeispiel sollen die im vorstehenden erwähnten Bemessungsformeln angewandt werden. Es handelt sich um einen horizontalen Rechen mit  $a = 0,08$  m (Stabmittenabstand) und  $\psi = 0,25$  (Verbauungsverhältnis), dem eine Wassermenge von  $q_0 = 0,400$  m<sup>3</sup>/s zufließt.

Die benetzte Stablänge ist zu ermitteln für

volle Entnahme von  $q_0 = 0,400$  m<sup>3</sup>/s,

teilweise Entnahme von  $q_0 - q_u = 0,300$  m<sup>3</sup>/s.

Die Fließverhältnisse im Zulaufgerinne sind so, daß am Rechenanfang der kritische Fließzustand eintritt. — Die Berechnungen sollen hier nur mit ihren Ergebnissen wiedergegeben werden.

#### α) Volle Entnahme von $q_0 = 0,400$ m<sup>3</sup>/s

Horizontale Energielinie (Ellipsenformel)

nach Gl. (36) und (37)  $L = 2,12$  m

Energielinienhöhe konstant.

Numerische Integration nach Nosedá  $L = 2,01$  m

Geschlossene Formel (28) mit  $\mu_m$  nach (35)  $L = 2,09$  m

Originalformel von Gherardelli, Gl. (20)  $L = 1,53$  m

Formel von Gherardelli Gl. (17) mit Verwendung von Tabelle 2  $L = 1,90$  m

β) Teilweise Entnahme,  $q_0 = 0,400$  m<sup>3</sup>/s,  $q_u = 0,100$  m<sup>3</sup>/s.

Horizontale Energielinie (Ellipsenformel),

mit Benutzung von Gl. (35)<sup>4</sup>  $L = \sim 1,02$  m

Energielinie parallel zum Rechen.

Numerische Integration nach Nosedá [6]  $L = 1,10$  m

Geschlossene Formel (28) mit

$\mu_m$  nach (35)<sup>4</sup>  $L = \sim 1,01$  m

Originalformel von Gherardelli

Gl. (20), [8]  $L = 1,08$  m

Formel von Gherardelli, Gl. (17) mit

Verwendung von Tabelle 2  $L = 1,08$  m

#### Zusammenfassung

Wir können die Ergebnisse der vorstehenden Ausführungen zusammenfassen wie folgt:

Der Kontraktionswert  $\mu$  ist auf die Rechenlänge nicht konstant, sondern mit der Wassertiefe und der Stabausbildung veränderlich. Liegen für eine Rechenform keine Meßergebnisse vor, so muß nach wie vor mit einem konstanten geschätzten Wert  $\mu$  gerechnet werden.

Für einen bestimmten Geltungsbereich haben die Versuche von Nosedá Aufschluß über den Ausflußbeiwert  $\mu$  gebracht.

Die Frage, welche der üblichen Annahmen über den Energielinienverlauf über dem Rechen mit der Wirklichkeit am besten übereinstimmende Resultate liefert, kann für den hier untersuchten Bereich dahingehend beantwortet werden, daß die Annahme der horizontalen Energielinie beim geneigten Rechen günstiger und daher vorzuziehen ist. Beim horizontalen Rechen decken sich beide Annahmen, die Ergebnisse sind gleichwertig.

Bei Ermittlung der Tiefen über dem geneigten Rechen sollte dessen Längsneigung nicht vernachlässigt werden.

Am schießend überronnenen Sohlenrechen mit strömendem Zulauf macht sich am oberen Rechenende der Einfluß der Stromfadenkrümmung durch mehr oder weniger große Abweichungen von den theoretisch ermittelten Wassertiefen bemerkbar. Unterhalb der entsprechenden Übergangsstrecke verschwindet diese Abweichung. Bei den Fließmengen auf dem Rechen läßt sich indessen kein Einfluß der Stromfadenkrümmung erkennen.

Für die Längenbemessung des Rechens zur Entnahme einer bestimmten Wassermenge sind alle bekannt gewordenen Verfahren bis auf die unter 2 c, a ersichtliche Ausnahme praktisch brauchbar. Dabei kann für den von Nosedá erforschten Geltungsbereich der veränderlichen Ausflußwert auf einen Mittelwert umgerechnet werden oder aber — bei der zum Rechen parallelen Energielinie — auch in strenger Form berücksichtigt werden.

Da zur Berücksichtigung von Geschiebe- und Eisversetzungen bei der Bemessung der Rechenfläche bestimmte Zuschläge notwendig sind, tritt die Frage nach der Genauigkeit der einen oder anderen Bemessungsformel ohnehin bis zu einem gewissen Grad in den Hintergrund.

#### Literatur

1. Garot: De Watervang met liggend rooster. De Ingenieur in Nederlandsch Indie 1939.
2. Bouvard: Débit d'une grille par en dessous. La Houille Blanche (1953), S. 290.
3. Kuntzmann et Bouvard: Etude théorique des grilles de prise d'eau du type „En-Dessous“. La Houille Blanche (1954), S. 569.
4. Frank: Hydraulische Untersuchungen für das Tiroler Wehr. Bauingenieur 31 (1956), S. 96.
5. Nosedá: Correnti permanenti con portata progressivamente decrescente, defluenti su griglie di fondo. Energia Elettrica (1956), S. 41.
6. Nosedá: Correnti permanenti con portata progressivamente decrescente, defluenti su griglie di fondo. Ricerca sperimentale. Energia Elettrica (1956), S. 565.
7. Nosedá: Sul calcolo idraulico delle griglie di fondo. Energia Elettrica (1956), S. 1347.
8. Gherardelli: Sul calcolo delle portate derivabili da griglie di fondo. Energia Elettrica (1956), S. 858.
9. —: Prese con griglie di fondo. Energia Elettrica (1957), S. 399.
10. Gianella: Neuerungen in der Anlage von Grundrechen- und Fallrechen-Wasserfassungen. Schweiz. Bauzeitung (1957), S. 628.

<sup>4</sup> Die hier verwendete Gl. (35) bezieht sich streng genommen auf die volle Entnahme von 0,400 m<sup>3</sup>/s. Die entsprechenden  $\mu_m$ -Werte sind somit etwas zu groß eingesetzt, was zu kleine Rechenlängen ergeben muß.

# Über die Beurteilung der Gefährlichkeit von Erschütterungen bei Bauten

Von Dr.-Ing. J. Geiger, Augsburg

DK 624.042.7/.8 : 534.838

In der Seismik gilt gewöhnlich die internationale Mercalli-Sieberg-Erdbebenskala als Maßstab für die Gefährlichkeit von Erschütterungen, wobei von der Beschleunigung als Maßstab deshalb ausgegangen wird, weil die Beschleunigung multipliziert mit der Masse die Massenkkräfte erzeugt, welche das Bauwerk beanspruchen. Eine andere Skala ist die Rossi-Forel-Skala, welche aber ebenfalls die Beschleunigung als Maßstab für die Stärke einer Erschütterung benützt.

In neuerer Zeit ist ausgehend von Beobachtungen bei Sprengungen als Maßstab statt der Beschleunigung die Geschwindigkeit [1] vorgeschlagen worden. Andererseits wurde empfohlen, die Schwingungsleistung [2 u. 3], welche dem Produkt aus Geschwindigkeit und Beschleunigung proportional ist, als Beurteilungsmaßstab zu verwenden.

Der Grund, warum die Schwingungsgeschwindigkeit oder auch die der Schwingungsgeschwindigkeit verhältnismäßige kinetische Energie [4] oder die Schwingungsleistung als Maß vorgeschlagen wurde, ist, daß bei Verwendung der Beschleunigung als Maß hochfrequente Schwingungen, d. h. solche von 50—500 Hz, gegenüber niedrig frequenten, d. h. solchen von 2—15 Hz, offenkundig überbewertet werden. Das ist auch nach den jahrzehntelangen Erfahrungen des Verfassers, welche sich in erster Linie auf Messung von Erschütterungen durch laufende Maschinen und Hämmer beziehen, voll und ganz zutreffend.

Trotzdem ist aber die Geschwindigkeit kein geeigneter Maßstab:

Zunächst ist rein theoretisch zu betonen, daß die Geschwindigkeit in gar keinem Zusammenhang mit der Beanspruchung oder der Haltbarkeit eines Bauwerks oder eines Bauteils, sei es eine Mauer, eine Decke oder ein Kamin steht. Die Geschwindigkeit kann sehr groß oder sehr klein sein, ohne daß der Bauteil irgendwie dadurch beansprucht wird. Für die Beanspruchung ist immer maßgebend die Relativverschiebung zweier Querschnitte, wobei wir zunächst ganz offen lassen, ob es sich um Zug, Druck, Biegung, Schub bzw. Torsion handelt.

Ein zweiter wichtiger Grund beruht auf der praktischen Erfahrung vieler Beobachter:

Es hat sich bei Erschütterungen von Bauwerken immer und immer wieder gezeigt, daß durchaus nicht alle Gebäude in der erschütterten Umgebung gleich stark erschüttet werden, und zwar ausdrücklich auch dann nicht, wenn sie gleich weit vom Erschütterungsherd entfernt sind. Es ist sogar vorgekommen, daß Gebäude in allernächster Nähe des Erschütterungsherdes so gut wie gar nicht erschüttet wurden, während Gebäude in mehreren hundert Metern Entfernung starken Erschütterungen unterworfen wurden, obwohl die ersteren ganz offenkundig nicht besser gebaut waren als letztere. Dasselbe gilt für Schäden an den Gebäuden. Dies läßt sich auch nicht durch geologische Unterschiede im Untergrund erklären; denn es gilt auch in solchen Fällen, in welchen offenkundig keine solchen Unterschiede vorhanden waren. Es ist auch durchaus vorgekommen, daß von Gebäuden, welche in derselben Richtung und in gleicher Entfernung vom Erschütterungsherd sich befanden, das eine starke Schwingungen ausführte, während das andere die Schwingungen kaum mitmachte.

In derselben Richtung geht die folgende Feststellung: Bei dem schweren Explosionsunglück in der Badischen Anilin- und Sodafabrik im Jahre 1921 hielten starke Stahlkonstruktionen der Explosion nicht stand, während die bis zu 120 m hohen Schornsteine so gut wie unversehrt blieben, obwohl man bei ihnen infolge ihrer großen Höhe

eher einen Einsturz hätte befürchten können. Dasselbe zeigte sich im letzten Weltkrieg bei den Bombenangriffen: Hohe Fabrikamine und sogar auch hohe Kirchtürme haben sich im Gegensatz zu vielen Wohn-, Geschäfts- und Industriegebäuden viel besser gehalten, wobei natürlich nur an Schäden durch Sprengbomben und nicht an Brandschäden zu denken ist.

Aber damit nicht genug: Der Verfasser konnte in einer Reihe von Fällen folgende wichtige Tatsache feststellen:

Ein Gebäude wurde durch eine in mehr oder weniger großer Entfernung laufende Kolbenmaschine in störende Schwingungen versetzt. Infolge der Hin- und Herbewegung von Kolben, Kolbenstange, Kreuzkopf und hin- und herbewegtem Teil der Treibstange gehen von der Maschine waagrechte Massenkkräfte aus, welche auf das Fundament und damit den Untergrund übertragen werden und je Umdrehung einmal wechseln. Man könnte sozusagen als selbstverständlich erwarten, daß das erschütterte Gebäude Schwingungen im Takt dieser Drehzahl ausführte. Das traf aber nicht zu: Die einmal je Umdrehung wechselnden Schwingungen des Hauses waren so schwach, daß sie mit empfindlichen Seismographen gerade noch feststellbar waren. Dagegen führte das Gebäude beunruhigend starke Schwingungen aus, welche doppelt so rasch wie die Drehzahl der Maschine wechselten. Sie rührten davon her, daß infolge des Einflusses der endlichen Länge der Treibstange der Kolben sich nicht sinusförmig hin und her bewegt, sondern daß sich über die sinusförmige Bewegung eine doppelt so rasche, eine viermal, eine sechsmal so rasche usf. lagern. Wenn das Verhältnis Kurbelradius zu Treibstangenlänge 1:5 ist, betragen die doppelt so rasch wie die Drehzahl wechselnden Massenkkräfte der Triebwerksteile nur ein Fünftel der mit der Drehzahl wechselnden Massenkkräfte. Trotzdem also die ersteren, die sogenannten Kräfte 2. Ordnung, nur ein Fünftel derjenigen 1. Ordnung betragen, versetzten sie das Gebäude in sehr starke Schwingungen. Diese Schwingungen konnten durch eine Vorrichtung, welche diese Massenkkräfte 2. Ordnung aufhob, vollständig beseitigt werden, obwohl man sich um die fünfmal so starken Massenkkräfte 1. Ordnung überhaupt nicht gekümmert hatte. Der Fall ist vom Verfasser im Jahre 1923 im VDJ-Heft Dieselmaschinen Seite 66—69 geschildert worden. Er steht aber durchaus nicht allein da, sondern es sind mehrere solche Fälle vorgekommen.

Aber nicht nur für die Fortleitung von Erschütterungen auf entfernte Gebäude gilt dies, sondern erst recht für Schwingungen eines Gebäudes, in welchem laufende Maschinen sich befinden. Davon nur ein Beispiel [Textilpraxis (1954) S. 973 u. ff.]:

In einem mehrstöckigen Gebäude befinden sich im gleichen Saal Webstühle mit 100, 120, 140 und 170 Umdr. je Minute. Man könnte erwarten, daß das Gebäude auf die Massenkkräfte aller dieser Stühle reagiert oder daß es, weil die von den Stühlen ausgehenden Massenkkräfte dem Quadrat der Drehzahl proportional sind, überwiegend Schwingungen mit einer Frequenz 170/min ausführte, dies um so mehr, als die mit 170 Umdr./min laufenden Stühle zahlenmäßig am stärksten vertreten sind. Das fällt aber dem Gebäude nicht im geringsten ein. Die Messung zeigt, daß es fast nur Waagrechtschwingungen mit einer Frequenz von 100/min ausführte und sich von den viel zahlreicheren rascher laufenden Webstühlen nicht beeinflussen läßt. Die Ursache ist: Die Grundbiegeeigenfrequenz des Gebäudes quer zu seiner Längsachse liegt dicht bei 100/min, weshalb sich infolge Resonanz die Schwingungen mit dieser Frequenz ganz außerordentlich verstärken.

Ähnliche Fälle aus der Textilpraxis, aber auch von anderen Maschinen, lassen sich in größerer Anzahl anführen.

Weiter sei an den Fall eines Kirchturms erinnert, der im Bauingenieur 32 (1957) S. 259—262 geschildert wurde, bei dem ausgerechnet die kleinste Glocke störende Schwingungen verursachte und bei dem die Schwingungen nicht im Takt der Glockenpendelung, sondern im dreifachen Takt erfolgten. An diesen Fall reihen sich ähnliche an anderen Kirchtürmen.

Alle diese zahlreichen wertvollen Erfahrungen zeigen offenkundig, daß es nicht angezeigt ist, sich bei der Beurteilung der Gefährlichkeit von Bodenerschütterungen um das Gebäude selbst nicht zu kümmern. Die schwingungstechnischen Eigenschaften des Gebäudes, seine elastischen Eigenschaften, seine Massen und deren Verteilung spielen eine sicher ebenso große Rolle wie die Größe der im Erdboden auftretenden Schwingungen. Zu diesen Eigenschaften gehören in erster Linie seine Eigenschwingungszahlen, wobei jene 1. Grades, d. h. die Grundeigenschwingungszahlen, die Hauptrolle spielen. Hier ist es wieder die Grundeigenschwingung, welche das Bauwerk quer zu seiner Längsachse ausführt. Ob man hierbei mehr von der Biegeelastizität des Gebäudes spricht oder seine Schubformänderungen mehr berücksichtigt, ist eine untergeordnete Frage. Bei höheren Gebäuden — von Türmen gar nicht zu reden — ist zweifellos die Formänderung durch Biegung überragend; bei niedrigen Gebäuden sind unter Umständen die Schubformänderungen maßgebender.

Um möglichst klar zu sehen, sei im folgenden die Frage analytisch behandelt:

Wir betrachten zunächst eine plötzlich auf ein Gebäude einwirkende Bodenschwingung, die etwa von einer in mehr oder weniger großen Entfernung stattgefundenen Sprengung oder auch von einem vorbeifahrenden Lastwagen herühren möge. Im allgemeinen ist dieselbe keine reine Sinusschwingung, gewöhnlich aber doch einigermaßen angenähert. Da außerdem jede beliebig verlaufende Schwingung sich nach Fourier in ihre Einzelsinusschwingungen nach den Regeln der harmonischen Analyse zerlegen läßt, genügt es, für die theoretische Behandlung nur eine einzelne Sinusschwingung zu betrachten.

Für die mathematische Behandlung ist es zunächst wichtig, die bei Erschütterungen, z. B. bei Sprengungen, am häufigsten vorkommenden Schwingungszahlen für die verschiedenen Gesteins- und Bodenarten zu kennen. Die niedrigsten liegen sowohl bei Lotrecht- wie bei Waagrechtsschwingungen bei etwa 4—6 Hz. Sie sind gleichzeitig auch jene, welche die größten Amplituden aufweisen, sich am weitesten fortpflanzen und am längsten andauern. Außerdem sind aber auch Schwingungen bis zu maximal 500 Hz schon gemessen worden. Allgemein läßt sich sagen, daß die Schwingungsausschläge um so kleiner sind und um so weniger weit sich fortpflanzen, je höher die Frequenz ist. Dies zeigt sich nicht nur meßtechnisch, sondern läßt sich auch schwingungstheoretisch gut erklären. Aus Raumgründen halten wir uns damit nicht auf und bemerken nur kurz, daß die Ursache dieselbe wie bei Blitz und Donner ist: In der Nähe eines Blitzschlages hört man ein Schmettern, in dem also offenkundig hohe Töne enthalten sind. In weiter Entfernung hört man nur mehr ein dumpfes Rollen, d. h. die hochfrequenten Töne sind in größerer Entfernung vom Erschütterungsherd verschwunden und nur mehr die niedrig frequentierten übriggeblieben.

Aus Gründen einer einfachen, leicht verständlichen und gut übersichtliche Ergebnisse liefernden mathematischen Darstellung denken wir uns das Gebäude durch eine möglichst einfache Anordnung ersetzt (Abb. 1). Eine Masse  $m$  sei elastisch durch ein federndes Element mit dem Untergrund verbunden. Die Masse  $m$  stellt die Gebäudemasse dar, welche mit einem Reduktionsfaktor multipliziert ist, um dem Umstand Rechnung zu tragen, daß die einzelnen Teile des Gebäudes je nach ihrer Entfernung von der Einspannstelle, d. h. dem Untergrund, verschieden große Aus-

schläge machen. Für das federnde Element mit der Federkennzahl  $c$ , welche die Biege- und Schubelastizität der Gebäudemauern darstellt, gilt dasselbe, wobei nur zu bemerken ist, daß in dieser Federung auch die Federung des Untergrundes bereits enthalten ist.

Bei der Verfolgung eines praktischen Falles ist es natürlich keineswegs notwendig, die rechnerische Untersuchung

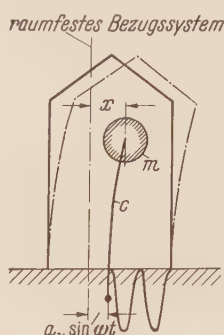


Abb. 1. Schematische einfache Darstellung eines Gebäudes mit einer vom Untergrund ausgehenden Schwingung.  $m$  ist die Gebäudemasse, die in einem Punkt vereinfacht gedacht ist,  $c$  ist die für die Federung (Biegung und Schub) maßgebende Größe.

so weitgehend zu vereinfachen. Der Verfasser hat Verfahren [5] entwickelt, mit welchem sich im bedeutend verwickelteren Fällen die verschiedenen Eigenschwingungszahlen, und zwar auch solche höherer Grade, berechnen lassen. Daß diese Verfahren zu brauchbaren Ergebnissen führen, zeigten nachträgliche Messungen u. a. an Dampfturbinenfundamenten, wobei es sich um Frequenzen bis über 16 000/min handelte.

Der Untergrund der Masse  $m$  beginne jetzt, herrührend von der Erschütterungsquelle, Schwingungen mit dem gegebenen Anfangsausschlag  $a_U$  und der minutlichen Frequenz  $n$  auszuführen. Unsere Aufgabe ist, zu ermitteln, welche Ausschläge und Beschleunigungen die Gebäudemasse  $m$  annimmt

bzw. wie die Federkraft und das die Gebäudemauern beanspruchende Biegemoment von der erzwingenden Frequenz  $n$  abhängen. Für die beiden letzteren ist der Unterschied zwischen dem sinusförmig verlaufenden Ausschlag  $a_U$  des Untergrundes und dem noch unbekannten Ausschlag  $x$  des Gebäudes, also  $a_U \cdot \sin \omega t - x$ , maßgebend. Um zu leicht übersichtlichen Ergebnissen zu gelangen, wird die Dämpfung im System, welche aus der inneren Reibung oder Hysterese des Baustoffes besteht und im wesentlichen von der Beanspruchung abhängt, vernachlässigt. Dies ist um so mehr zulässig, als etwa bei einer Sprengung der ganze Vorgang immer nur ein paar Schwingungen andauert, die Dämpfung sich im allgemeinen aber erst dann sehr stark bemerkbar macht, wenn es sich um eine Anzahl Schwingungen handelt. Mit diesen Vereinfachungen läßt sich der ganze Vorgang durch die folgende Differentialgleichung beschreiben:

$$m \cdot \frac{d^2 x}{dt^2} = c (a_U \cdot \sin \omega t - x). \quad (1)$$

Hierin ist

- $c$  die Federkennzahl in kg/cm der Hauswände einschließlich Untergrund,
- $x$  der momentane Ausschlag der Masse  $m$ ,
- $\omega$  die zu der Schwingungszahl  $n$  des Untergrundes gehörende Kreisfrequenz und
- $t$  die Zeit in Sekunden.

Die den Anfangsbedingungen  $x = 0$  und  $x' = 0$  für  $t = 0$  genügende Lösung dieser Differentialgleichung liefert zwei Glieder, deren erstes die erzwungenen Schwingungen und deren zweites die Eigenschwingungen des Gebäudes darstellt. Sie lautet:

$$x = \frac{c \cdot a_U}{c - m \cdot \omega^2} \left( \sin \omega t - \frac{\omega}{\omega_e} \cdot \sin \omega_e t \right), \quad (2)$$

wobei

$$\omega_e = \frac{n_e \pi}{30} = \sqrt{\frac{c}{m}}$$

die zur minutlichen Biegeeigenfrequenz  $n_e$  des Gebäudes gehörende Kreisfrequenz ist. Die Federkraft  $F$ , aus der sich das größte Biegemoment und die größte Bean-

beanspruchung des Gebäudes errechnet, ergibt sich aus (1) mit (2) zu

$$F = -c(a_U \cdot \sin \omega t - x) =$$

$$= -c \cdot a_U \left[ \sin \omega t - \frac{\sin \omega t - \frac{\omega}{\omega_e} \cdot \sin \omega_e t}{1 - \frac{\omega^2}{\omega_e^2}} \right] \quad (3)$$

Für die Größtwerte der Federkraft  $F$  und damit für die Beanspruchung des Bauwerkes ergibt sich:

Einerlei, ob die mit der Frequenz  $n$  wechselnde erregende Schwingung des Untergrundes nur eine volle Schwingung oder zwei oder vier Schwingungen andauert, und für Frequenzen  $n$ , welche weit unterhalb der Gebäudeeigenfrequenz  $n_e$  liegen, die Federkraft  $F$  und damit die Beanspruchung des Gebäudes klein. Sie wachsen mit Annäherung an die Gebäudeeigenfrequenz stark an, erreichen ihren Größtwert bei einer etwas unterhalb dieser Eigenfrequenz liegenden Frequenz und nähern sich dann allmählich einem Grenzwert  $F/c \cdot a_U = 1$ , der sich auch ergibt, wenn man sich die Gebäudemasse  $m$  festgehalten denkt, während der Untergrund den Ausschlag  $a_U$  ausführt.

Der Größtwert der Federkraft  $F$  ist stark davon abhängig, wie lange die Untergrundschwingung andauert. Dauert sie nur eine volle Schwingung, so wird die größte Federkraft etwa  $3 \cdot c \cdot a_U$ . Die Aufschaukelung ist also trotz der kurzen Einwirkung bereits sehr beachtlich. Die Federkraft steigt jedoch über  $8 \cdot c \cdot a_U$ , wenn die Untergrundschwingung 4 volle Schwingungen in gleicher Stärke andauert. Ist die Frequenz  $n$  der Untergrundschwingung nur  $\frac{1}{4} n_e$ , so wird die größte hierbei auftretende Federkraft

ebenfalls nur etwa  $\frac{1}{4} \cdot c \cdot a_U$ . Sie steigt von der Frequenz  $n = 0$  ungefähr proportional der am Untergrund auftretenden Beschleunigung  $a_U \cdot \omega^2$  oder etwa proportional dem Quadrat der Frequenz des Untergrundes an, wobei aber dieses Verhalten nur etwa bis zu einer Untergrundfrequenz  $n = 0,6 n_e$  gilt. Von einer Untergrundfrequenz  $n > 3 \cdot n_e$  an verhält sich die Gebäudemasse  $m$  träge und macht die Schwingungen des Untergrundes nicht mehr mit. Die größte hierbei auftretende Federkraft  $F$  ist hier gleich  $c \cdot a_U$ , also unabhängig von der Frequenz  $n$ .

Zwischen  $n = 0,6 n_e$  und  $n = 3 n_e$  spielt aber das Verhältnis der Erregungsfrequenz  $n$  des Untergrundes zur Eigenfrequenz  $n_e$  des Gebäudes eine berragende Rolle. Dies gilt um so mehr, je mehr sich diese Verhältniszahl 1 nähert, d. h. je näher man bei der Resonanz ist. Hierbei kann es, auch wenn die Erregung nur ganz kurz, d. h. nur zwei Schwingungen, andauert, zu einer Beanspruchung kommen, welche das Viereinhalbfache und mehr derjenigen beträgt, welche bei festgehaltenem Gebäude und hin und her schwingendem Untergrund auftritt.

Für den Fall gleichmäßig andauernder Erschütterungen, wie sie insbesondere durch die freien Massenkräfte laufender Maschinen verursacht werden, können wir die durch  $\sin \omega_e t$  in Gleichung (2) charakterisierten Eigenschwingungen infolge der Dämpfung im Laufe der Zeit als abgeklungen ansehen, so daß an Stelle von (2) hier die Relation

$$x(t) = \frac{c \cdot a_U}{c - m \omega^2} \cdot \sin \omega t = a_U \cdot \frac{\sin \omega t}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_e}\right)^2}$$

gilt. Die Federkraft ist dann

$$F = -c[a_U \cdot \sin \omega t - x] = c \cdot a_U \cdot \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_e}\right)^2}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_e}\right)^2} \cdot \sin \omega t$$

mit dem Maximum

$$F = c \cdot a_U \cdot \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_e}\right)^2}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_e}\right)^2} = c \cdot a_U \cdot \frac{(n/n_e)^2}{1 - (n/n_e)^2}$$

In Abb. 2 ist diese Beziehung dargestellt. In diesem Fall steigen in und in der Nähe der Resonanz die Federkraft  $F$  und damit die Beanspruchungen im Bauwerk noch wesentlich höher an. Weit über der Resonanz sind aber

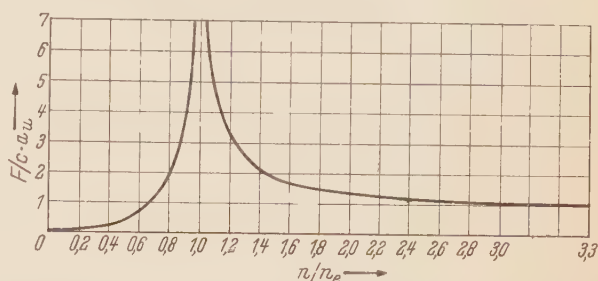


Abb. 2. Abhängigkeit der das Gebäude beanspruchenden Kraft von dem Verhältnis der Frequenz  $n$  der erregenden Schwingung zu der Eigenfrequenz  $n_e$  des Gebäudes. Die Kraft  $F$  ist als Vielfaches der statischen Federkraft  $c \cdot a_U$  dargestellt, welche bei festgehaltenem Gebäude durch die Hin- und Herbewegung des Untergrundes mit dem Ausschlag  $a_U$  entsteht.

Die Kurve gilt für den Fall, daß die Schwingung des Untergrundes gleichmäßig andauert.

auch hier wieder die Federkraft und damit die Gebäudebeanspruchungen dem Untergrundausschlag  $a_U$  proportional und von der Erregerfrequenz unabhängig.

Man kann auch die innere Reibung oder Hysterese im Baustoff rechnerisch berücksichtigen [6], wodurch natürlich bei Resonanz sich keine unendlich große Federkraft mehr ergibt. Eine Reihe von Messungen an verschiedenen Bauwerken haben jedoch gezeigt, daß sogar auch bei Ziegelmauerwerk, einem Baustoff, bei welchem man große innere Reibung erwartet, Aufschaukelungen bis über den 30fachen Wert der statisch wirkend gedachten Federkraft  $c \cdot a_U$  auftreten, so daß man also nicht annehmen darf, daß infolge der Dämpfung bei Resonanz die Federkraft und damit die Beanspruchungen nicht stark ansteigen.

Die vorstehende Untersuchung bezog sich absichtlich auf den denkbar einfachsten Fall, um zu leicht übersichtlichen Ergebnissen zu gelangen und den grundlegenden Einfluß der Resonanz klar vor Augen zu führen. Ein wirkliches Gebäude besitzt aber, auch wenn man nur eine Schwingungsrichtung betrachtet, eine ganze Reihe von Eigenschwingungszahlen, weil seine Masse nicht in einem Punkt vereinigt, sondern irgendwie auf die ganze Bauhöhe verteilt ist. Während bezüglich der Grundbiegeeigenschwingungszahl eines Gebäudes quer zu seiner Längsachse ziemlich viele Messungen vom Verfasser und anderen vorliegen, ist dies für die höheren Eigenschwingungszahlen zur Zeit noch nicht der Fall. Infolgedessen ist es noch etwas verfrüht, für sie irgendwelche Regeln mit zahlenmäßigen Ergebnissen ableiten zu wollen, da wir besonderen Wert darauf legen, daß rechnerische Ergebnisse auch durch die an Hand von Messungen gewonnene Erfahrung bestätigt werden. Es läßt sich aber aus theoretischen Gründen sicher sagen, daß im allgemeinen die höheren Eigenschwingungszahlen mehr als fünfmal höher als die auf die gleiche Schwingungsrichtung bezogene Grundbiegeeigenschwingungszahl liegen werden; d. h. daß sie in der Mehrzahl der Fälle kaum in Erscheinung treten. Die bisherigen Messungen bestätigen allem Anschein nach dieses Ergebnis. Ernsthaftige Störungen, welche nachweisbar auf Resonanz mit einer höheren Gebäudeeigenfrequenz zurückzuführen sind, sind dem Verfasser bisher nicht bekannt geworden.

Bei Sprengungen treten zwar hohe Frequenzen auf; dieselben pflanzen sich aber, wie bereits erwähnt, nicht weit fort, so daß für die Schwingungserregung eines Gebäudes gewöhnlich nur die niedrigeren Frequenzen von 4–14 Hz bei Sprengungen in Frage kommen; es sei denn, das Gebäude befindet sich dicht bei der Sprengstelle. Bei 4–14 Hz wird aber im allgemeinen nur Resonanz mit einer Grundbiegeeigenschwingungszahl eines Bauwerks und nicht mit einer solchen höheren Grades möglich sein. Dazu kommt weiter, daß die Dämpfung bei den Eigenschwingungen höheren Grades größer als bei der Grundschwingung ist, so daß sich auch bei Resonanz mit einer Eigenschwingung höheren Grades nicht sehr leicht starke Schwingungen des Gebäudes ausbilden.

Da aber die Entwicklung der Technik unverkennbar zu immer höheren Drehzahlen und zu weiterer Baustoffersparnis, d. h. zu niedrigeren Eigenschwingungszahlen führt, verdient dieser Punkt doch für künftig ernste Beachtung.

Unsere Darlegung und die Kurve der Abb. 2 zeigen also, daß es unmöglich ist, für die Gefährdung eines Hauses oder sonstigen Bauwerks durch Erschütterungen

brauchbarere Maßstab sein, weil hier die Beanspruchung des Gebäudes der Verformung oder genauer dem Relativausschlag zwischen Gebäudemasse und Untergrund, also hier wegen der Trägheit der Gebäudemasse dem Ausschlag des Untergrundes proportional ist, da bei einem Verhältnis der Erregerfrequenz  $n$  zur Gebäudeeigenfrequenz  $n_e$ , das weit über 2 liegt, die Bauwerksmasse die Schwingungen des Untergrundes nicht mehr mitmacht.

Aus diesen Gründen ist es am zweckmäßigsten, die Schwingungen unmittelbar im Gebäude, und zwar insbesondere in seinen oberen Geschossen, zu messen. Da die Massen eines Gebäudes samt den darin befindlichen Nutzlasten leicht berechenbar sind, lassen sich aus den Meßwerten für Ausschläge und Frequenzen sowie der Gebäudemasse und ihrer Verteilung die Massenkkräfte bestimmen. Sie sind aber für die Beanspruchung der Wände maßgebend. Die Messung in den oberen Geschossen eines Gebäudes hat den weiteren praktisch wichtigen Vorteil, daß dort die Ausschläge regelmäßig ganz bedeutend größer sind als im Keller oder außerhalb des Gebäudes: man braucht also bei der Aufzeichnung bei weitem nicht so stark zu vergrößern, was die Messung bedeutend erleichtert.

Zum Schluß sei noch kurz auf die Messung der Schwingungen eingegangen. Sie schafft uns im Verein mit der Eigenschwingungszahlenberechnung ein richtiges Bild, wobei besonders hervorzuheben ist, daß in der großen Mehrzahl der Fälle, in denen ernstliche Beanstandungen auftreten, Resonanz oder wenigstens Resonanznähe eine Rolle spielt. Wenn heute an Bauten noch verhältnismäßig wenig Schwingungsmessungen durchgeführt werden, so hängt dies wohl auch damit zusammen, daß vielfach geglaubt wird, man bräuhete hierzu elektrische Meßverfahren mit Oszillographen und Verstärkerröhren. Das ist aber glücklicherweise durchaus nicht der Fall. Schwingungsamplituden von  $\pm 0,5$  Hundertstel Millimeter lassen sich leicht mechanisch nach dem vom Verfasser angegebenen Verfahren [7] registrieren und auch solche von  $\pm 0,5$  Tausendstel Millimeter sind schon häufig damit aufgezeichnet worden; unter 0,5 Tausendstel Millimeter lassen sich aus den Aufzeichnungen wenigstens rohe Werte ermitteln; was aber noch kleiner ist

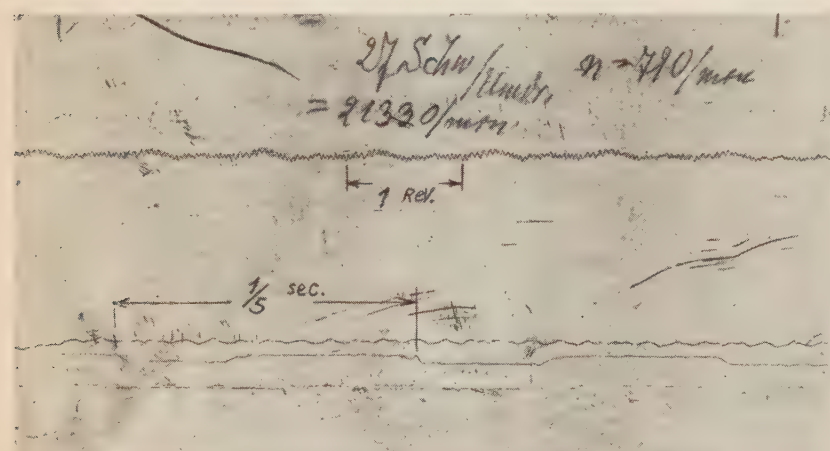


Abb. 3. Ein bei einer Frequenz von 21 500/min aufgenommenes Diagramm.

einen die Eigenschaften des Gebäudes außer acht lassenden Maßstab — einerlei ob Amplitude, Schwingungsgeschwindigkeit, Beschleunigung, Schwingungsleistung, kinetische Energie usw. — zu finden, welcher allen Verhältnissen gerecht wird. Es kommt entscheidend auf die Eigenschwingungszahlen des Gebäudes, insbesondere seine Grundbiegeeigenschwingungszahl an. Diese Eigenschwingungszahlen sind aber je nach der Bauart, der Form, der Höhe, dem Baustoff usw. verschieden. Bei wichtigen Bauten sollte man daher wenigstens die Grundbiegeeigenschwingungszahl quer zu seiner Längsachse im voraus rechnerisch zuverlässig ermitteln, und zwar möglichst schon bei der Projektierung, um evtl. mit gerigen Mitteln günstige Verhältnisse zu schaffen. Dabei muß man natürlich die wichtigsten zu erwartenden Erregungsfrequenzen kennen, die sich nicht immer mit der Drehzahl decken, sondern z. B. das Doppelte oder Dreifache derselben betragen können. Ist das Verhältnis der wichtigsten zu erwartenden Erregungsfrequenzen  $n$  zu dieser Grundbiegeeigenfrequenz  $n_e$  kleiner als 0,6, so wird man die Schwingungsbeschleunigung als Maßstab anzuwenden haben. Soweit Sprengungen in Frage kommen, trifft dies zu für verhältnismäßig niedrige, gut gebaute Häuser, welche in ziemlichem Abstand von der Sprengstelle sich befinden.

Bei hohen Bauten, insbesondere Türmen, wird dagegen mehr der Schwingungsausschlag des Untergrundes der

scheidet für die Praxis als Gebäudeschwingung völlig aus, denn bereits Ausschläge von  $\pm 0,5$  Hundertstel Millimeter sind auch bei gespannter Aufmerksamkeit nicht mehr fühl-

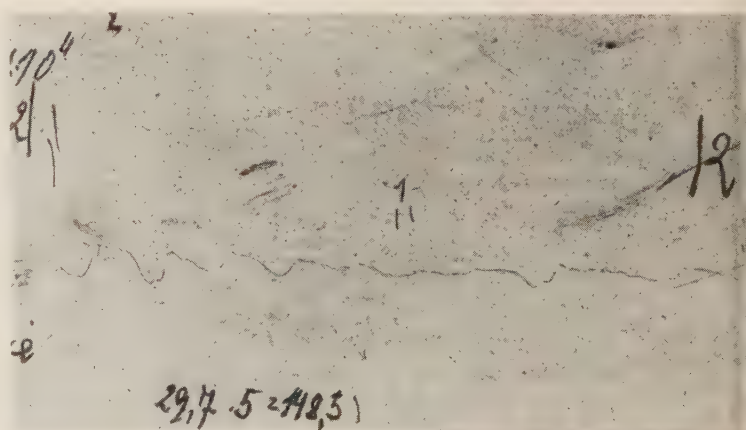


Abb. 4. Ein bei einer in 24,2 m Entfernung von der Sprengstelle im Innern eines Granitberges außen an der Felswand erhaltenes Diagramm.

par. Nicht mehr fühlbare Schwingungen verursachen aber auch bestimmt keine störenden Beanspruchungen eines Gebäudes.

Weiterhin sei bemerkt, daß auch Schwingungen mit einer Frequenz von 21 500/min gleich 360 Hz noch recht deutlich mechanisch registriert werden, so daß auch die Höhe der Schwingungszahl, soweit sie nicht über diesen Wert offenkundig hinausgeht, kein Grund ist, das mechanische Verfahren des Verfassers nicht anzuwenden. Abb. 3 zeigt ein solches Diagramm, das in der Praxis bei einer Frequenz von 21 500/min aufgenommen wurde. Abb. 4 zeigt ein bei der Sprengung im Innern eines großen Berges außen am Berg erhaltenes Diagramm, das bei 24,2 m Entfernung von der Sprengstelle registriert wurde.

## Literatur

1. R. Köhler: Beurteilung der Erschütterungswirkung von Sprengungen. Nobelheft (1955) S. 217 ff
2. W. Zeller: Stärkebestimmung von mechanischen Erschütterungen. Bauingenieur 12 (1931) S. 586.
3. C. Risch: Messungen von Verkehrserschütterungen. Straßenbau u. Straßenunterhaltung. 4. Okt. 1929.
4. H. W. Koch: Ermittlung der Wirkung von Bauwerksschwingungen. Z. VDI 1 (1953) S. 733—737.
5. J. Geiger: Schwingungsberechnung bei Industriebauten. Beton- und Stahlbetonbau (1957) S. 243—249.
6. J. Geiger: Die Isolierung elastisch gelagerter Maschinen mit Berücksichtigung der Dämpfung. Mitteil. d. Forschungsanstalten des Gutehoffnungshütte-Konzerns (1938) S. 25—38.
7. J. Geiger: Dynamik im Hochbau, besonders bei Industriebauten. Bauingenieur 30 (1955) S. 210—218.

## Zur Rostschutzfrage

Von Dipl.-Ing. Hans Hebberling, Unterschondorf am Ammersee

DK 620.197

### Entrostungsart richtig wählen

In den meisten der derzeitigen Betriebsvorschriften — vor allem in der DIN-Norm 55 928 — wird mit Recht darauf verwiesen, daß bei allen Rostschutz-Maßnahmen die Vorbereitung des Untergrundes, insbesondere aber die jeweilige Entrostungsmethode, den örtlichen Gegebenheiten soweit als möglich angepaßt werden muß. Für Rohrleitungen aus Gußstahl beispielsweise erscheint die Flammstrahl-Entrostung mit autogenen Schweißrennern insofern besonders geeignet, als sie verhältnismäßig wenig Zeit beansprucht und daher der Neubildung des Rostes keinerlei Vorschub leistet. Vorteilhaft wirkt sich hierbei u. a. die Tatsache aus, daß diese Entrostungsart von der Witterung fast völlig unabhängig ist und die erste Grundierung auf das noch warme und daher zuverlässig trockene Metall aufgetragen werden kann.

An Rohrleitungen aus Stahlblech brächte die Flammstrahl-Entrostung neben anderen Nachteilen allerdings auch die Gefahr der Verformung mit sich; sie ist daher in ihnen ebensowenig wie an anderen dünnwandigen oder eingliedrigen Baugliedern anwendbar. Für diese Art von Stahlobjekten erscheint die Entrostung mit maschinell betriebenen Stahlbürsten oder ähnlichen Vorrichtungen empfehlenswert, wobei jedoch der erwähnten Norm zufolge Schlagwerke oder meißelartig wirkende Werkzeuge verwendet werden müssen.

### Stahlteile sofort passivieren

Bemerkenswert erscheint, daß diese DIN-Norm in allen wesentlichen Punkten mit der Neufassung der von der Bundesbahn herausgegebenen RoSt-Vorschriften<sup>1</sup> vom 5. 3. 1957 übereinstimmt. So findet sich beispielsweise hier wie dort der Hinweis, daß die frisch entrosteten und sorgfältig gesäuberten Stahlteile so rasch wie möglich mit einem Überzug von passivierender Wirkung versehen werden sollen. Als „passivierend“ in diesem Sinne sind jedoch nur sauerstoffreiche Verbindungen zu betrachten, und auch diese nur, soweit sie einen angemessenen Teil ihres Sauerstoffgehalts an das Metall abzugeben und eine hauchdünne Oxydschicht auf ihm hervorzubringen vermögen.

Für den vorübergehenden Schutz der Stahlteile und für weniger anspruchsvolle Fälle wird von Seiten der Bundesbahn als Passivierungsmittel der Zweikomponenten-Haftgrund empfohlen, der gleichzeitig eine bessere Haftung der Anstriche gewährleistet. Die RoSt-Vorschriften lassen jedoch andererseits keinen Zweifel darüber, daß ein nachhaltiger Passivierungseffekt nur von Seiten der Bleimennige-Grundierung erwartet werden kann.

Es sei hier wiederholt daran erinnert, daß die korrosionshemmenden Eigenschaften der Bleimennige und die

sonstigen Vorzüge der damit hergestellten Grundierungen nicht zuletzt auf der Bildung mikroskopisch nachweisbarer Deckschichten beruhen, die den Fluß der rostfördernden Lokalströme merklich hemmen. Besonders hervorzuheben ist die Tatsache, daß sich an den verletzten und schwachen Stellen des Bleimennigefilms schwerlösliche Bleiverbindungen abscheiden, die eine wirksame Vernarbung der Fehlstellen herbeiführen können. Hieraus erklärt sich die allbekannte Tatsache, daß die Bleimennige-Grundierung auch bei nicht völlig fachgerechter Verarbeitung keinerlei Fehlergebnisse zeitigt<sup>2</sup>.

### Bleimennige und Bleiweiß ergänzen sich

Den derzeitigen Lieferbedingungen der Bundesbahn zufolge<sup>3</sup> sollen die Stahlbauteile mit Ausnahme einiger Sonderfälle zunächst mit einer zweimaligen Grundierung aus reiner Bleimennige oder ihrer preisgünstigen Beisorte „V 40“ versehen werden, die bekanntlich in 100 Gew.-Tl. Fertigware 40 Gew.-Tl. feinstgemahlenen Schwespat, aber keinerlei wertvermindernde Beimengungen enthält. Als Bindemittel sind neben Leinölfirnis auch schnelltrocknende Spezialöle sowie ausgewählte Phtalatharz-Lösungen zugelassen, letztere allerdings nur, soweit ein besonderes Maß an mechanischer Widerstandskraft erforderlich ist. Für Schutzanstriche an Stahlwasserbauten können neben Phtalatharz-Lösungen mit relativ hohem Fettsäuregehalt auch cyclisierter Kautschuk oder Polystyrol als Bindemittel in Frage kommen.

Diese Grundierungen sollen spätestens nach 3 Monaten mit Deckanstrichen versehen werden, deren Zusammensetzung sich im Einzelfalle nach der jeweiligen Beanspruchung richtet. In den meisten Betriebsvorschriften<sup>4</sup> wird für Rostschutz-Deckanstriche an erster Stelle zweckdienlich getöntes Bleiweiß empfohlen, das chemisch-konstitutionell und anstrichtechnisch die natürliche Ergänzung der Bleimennige bildet. Beide Pigmente verhalten sich nämlich in fettsäurehaltigen Bindemitteln chemisch „aktiv“, was soviel heißt, als daß sie mit ihnen halborganische Verbindungen — die sog. „Blei-seifen“ — bilden, auf deren Vorhandensein die Rostschutzwirkung der Bleimennige sowohl wie auch die allbekannte Wetterbeständigkeit der Bleiweiß-Deckanstriche zum großen Teil beruht. Ihrer Basizität zufolge vermögen sie jedoch außerdem etwaige Abbauprodukte des Bindemittels von Säurecharakter zu neutralisieren und dadurch unschädlich zu machen.

### Keine Rostumwandler

Erstmals wird in der neuen RoSt-Ausgabe auch die chemische Entrostung im Säurebad erwähnt und für kleinere Stahlbauteile zugelassen. Gleichzeitig läßt die Bundesbahn

<sup>2</sup> Vgl.: Prof. Dr. J. D'Ans und Dr. H. J. Schuster: „Die Bleimennige als korrosionshemmendes Pigment.“ „Farbe und Lack“ Nr. 10/55.

<sup>3</sup> Amtliche Bezeichnung: TL 918 300.

<sup>4</sup> Z. B. in Teil C (DIN 18 363) der Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB).

<sup>1</sup> Abgekürzter Ausdruck für „Technische Vorschriften für den Rostschutz von Stahlbauwerken“.

jedoch keinen Zweifel darüber aufkommen, daß sie zur Entrostung im Anstrichverfahren, d. h. mit Hilfe der sog. „Rostumwandler“, nach wie vor kein richtiges Vertrauen hegt. Diese Produkte sollen — wie schon der Name sagt — Entrostung und Grundierung in einem Arbeitsgang ver-

einen und somit das zeitraubende und kostspielige Entrosten weitgehend ersparen. Die Bundesbahn hat jedoch schon vor Jahren die mit ihnen angebahnten Großversuche eingestellt, nachdem schon die vorläufige Prüfung dieser Produkte keine einheitlichen Ergebnisse erwarten ließ.

## Kurze Technische Berichte

### Strahlungsschutztechnik

#### Entwurf und Ausführung von Containerschalen

DK 694.3 : 69.057.58 : 621.039.42 (73)

#### Einschalung der Stahlbetonkuppel des neuen Reaktorlaboratoriums bei Princeton, N. J.

Die Stahlbetonkuppel für den gasdichten Einschluß des „Schwimmbecken“-Forschungsreaktors, der für die Firmengruppe „Industrial Reactor Laboratories, Inc.“ in der Nähe von Princeton, N. J., errichtet wird, hat die Gestalt eines Bienen-



Abb. 1.  
Kran stellt eine  
der inneren  
Schaltafeln auf.

korbes. Die Erzeugende des dreh-symmetrischen Kuppelbaus ist ein Korbbogen. Der Innendurchmesser der Kuppel beträgt am unteren Rande 26,6 m, ihre Höhe ist ebenfalls 26,6 m. Bis zu einer Höhe von 8,3 m beträgt die Schalendicke 30 cm, auf den

nächsten 6,4 m reduziert sie sich auf 20 cm, und der Oberteil der Kuppel ist eine 7,5 cm dicke Torkretbeton-Schale.

Die Bauaufgabe war im wesentlichen ein Schalungsproblem. Es mußten Schalungen hergestellt werden, die zugleich robust, biegsam und für zehnfache Wiederverwendung geeignet waren. Der Wandumfang wurde zur Vermeidung von Schwindrissen in drei Abschnitten betonierte. Übereinander folgten drei Wandringe und der Kuppelscheitel, für dessen Einschaltung die Schalformen umgebaut wurden.

Grundelement der Schalung waren die 4,65 m langen inneren Schaltafeln, von denen sechs einen 27,9 m langen Drittelsabschnitt des unteren horizontalen Ringes bildeten (Abb. 1). Die Schaltafeln bestanden aus zwei 10 mm dicken Sperrholzschichten, die auf vertikale 5 · 15 cm Bohlen in 20 cm Abstand geheftet waren. Die vertikale Krümmung der Schaltafeln wurde durch entsprechende Auffütterung der Bohlen erreicht. Die horizontale Krümmung wurde durch 5 · 30 cm End-Kranzhölzer, an denen die vertikalen Bohlen befestigt wurden, erzielt. Die äußere Schalung bestand aus einer 10 mm dicken Sperrholztafel mit flach und dicht nebeneinandergelegten 5 · 10 cm Bohlen an der Außenseite, die nicht mit der Sperrholzplatte verbunden wurden. Der Abstand der Schaltafeln wurde durch sechs Reihen Schalungsanker übereinander, mit 40 cm Abstand in der Reihe, gehalten.

Nach Fertigstellung des Ringfundamentes wurde der erste 27,9 m lange Schalungsbogen aufgestellt. Die Innenschalung wurde radial gegen den bereits betonierten Sockel des Reaktorbeckens abgesteift. Das Einmessen der Schalung erfolgte von

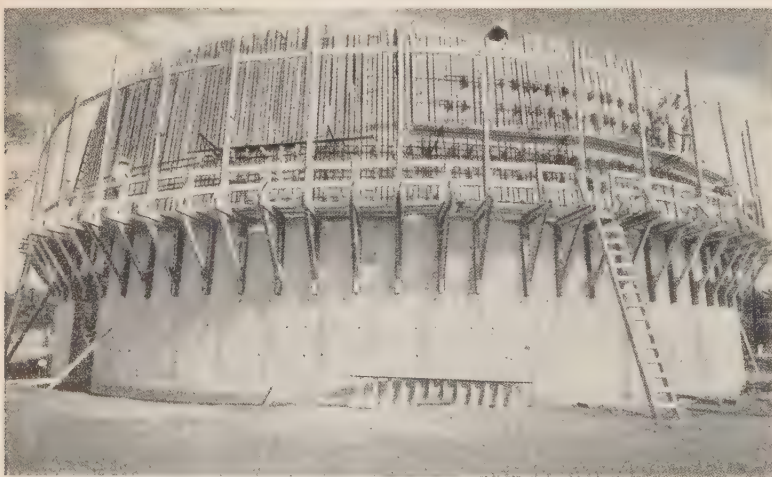


Abb. 2. Ansicht der Einschaltung des zweiten Ringes der Kuppelschale.



Abb. 3. Heben des am Boden gefertigten Scheitelteiles der Schalung.

inem abgespannten Rohr aus, das die vertikale Achse der Kuppel repräsentierte.

Der Beton wurde mit Hilfe eines Raupenkranes mit Betonübeln eingebracht. Das Ausschalen erfolgte zwei Tage nach dem Betonieren, worauf sich der Arbeitsgang am benachbarten Abschnitt wiederholte.

Die Einschalung des zweiten, 4,2 m hohen Ringes machte nur geringe Änderungen der Schaltafeln erforderlich. Die äußere Rüstung wurde durch Dreieckskonsole aus Kantholz, die an inbetonierte Einsätze an der Oberseite des unteren Ringes eingehängt waren, gestützt (Abb. 2). Innen wurde ein Gerüst aus 15·15 cm Pfosten errichtet, das die Arbeitsplattform trug, als Widerlager für die Schalungsabsteifung und als Stützung der Schalung für die erste Zwischendecke diente.

Der dritte, 6,1 m hohe Betonierabschnitt enthält den ringumlaufenden Kranbalken mit seinen Stützkonsolen, so daß hier die Ausführung weitgehender Abänderungen an den Schalungselementen erforderlich war. Die äußere Rüstung wurde in derselben Weise wie vorher angebracht. Das Innengerüst wurde zur Ermöglichung der Abstützung der Innenschalung und für den Aufbau der Arbeitsplattform aufgestockt.

Für den oberen Kuppelabschnitt war nur eine Innenschalung für das Aufbringen des 7,5 cm dicken Torkretbetons notwendig. Nach Einbau des Rundlaufkranes wurde eine Plattform errichtet, die sich auf Ringbalken, Kranträger und auf der Zwischen- decke aufgestellte Joche stützte. Auf dieser Plattform wurde das Stahlrohrgerüst für die Einschalung des Kuppeloberteiles aufgebaut. Abb. 3 zeigt das Heben des Scheitelteiles der Schalung. Das Torkretieren erfolgte in mehreren Abschnitten von ringförmigen Arbeitsgerüsten aus, die von am Innengerüst verankerten Auslegern getragen wurden.

[Nach Reactor Dome Demands Complex Formwork. Construction Methods and Equipment 40 (1958), Nr. 2, S. 80—85.]

Dipl.-Ing. Th. Jaeger, Berlin.

DK 624.953-758.33 : 621.039.42 (73)

## Gasdichter Einschluß des Siedewasserreaktor-Ver- krafwerks des Argonne National Laboratory, Lemont, Illinois, USA.

Bei einem Siedewasserreaktorsystem wird der Dampf im Reaktor selbst erzeugt und beaufschlagt direkt die Turbine, ein sekundärer Kreislauf mit Wärmeaustauscher (Dampferzeuger) wird nicht benötigt. Daher läßt sich die gleiche Dampf- temperatur mit einer niedrigeren Spaltstoffelement-Temperatur erreichen oder bei festgesetzter Spaltstoffelement-Temperatur wird eine höhere Dampf-temperatur erzielt. Da kein Druck benötigt wird, um Sieden des Wassers im Reaktor zu verhindern, wie es bei wassermoderierten Kernkraftsystemen anderer Typen erforderlich ist, kann der Druckbehälter für einen geringeren Druck bemessen werden. Beispielsweise beträgt bei dem Druck-

wasserreaktorsystem des Shippingport-Kernkraftwerkes [1] der Druck im Reaktorbehälter 140 at, aber der Druck des den Dampfkessel verlassenden Sattldampfes nur 42 at. Bei einem Siedewasserreaktorsystem könnte der gleiche Dampfdruck mit einem Reaktorbehälter-Druck von wenig mehr als 42 at erzielt werden. Die für einen Siedewasserreaktor benötigte Pumpenleistung braucht nur dem Rückpumpen des Wassers vom Turbinenkondensator zum Reaktorbehälter genügen und beträgt nur einen Bruchteil der für ein System mit separatem Dampferzeuger erforderlichen Leistung. Ein grober Vergleich zwischen den Betriebsbedingungen eines Siedewasserreaktor- und eines Druckwasserreaktor-Kernkraftwerkes ist in Abb. 1 wiedergegeben [2]. Ein Nachteil des Siedewasserreaktorsystems ist die Ablagerung von radioaktivem Material in Turbine, Kondensator etc., wodurch die normale Unterhaltung dieser Teile des Systems behindert wird.

Der Prototyp der Siedewasser-Reaktorkategorie ist der Experimental Boiling Water Reactor des Argonne National Laboratory, Lemont, Illinois, USA. Der Reaktor arbeitet mit auf 1,4% angereichertem  $U^{235}$ , der Spaltstoff wird von dünnen Blechhüllen aus einer Zirkonlegierung umschlossen. Die Wärmeleistung des zylindrischen Reaktorkerns von 120 cm Dmr. und 135 cm Höhe beträgt 20 MW, die elektrische Nutzleistung des Systems liegt bei 5 MW. Der Dampfdruck beträgt 42 at. Die Gesamtkosten des EBWR-Projekts belaufen sich auf 17 Mio. Dollar; der Betrieb des Versuchs-Kernkraftwerkes wurde im Februar 1957 aufgenommen.

Die gesamte EBWR-Kernkraftanlage, einschließlich des Turbogenerators und des Lagerungsbeckens für verbrauchte Spaltstoffelemente, ist gasdicht in einen stählernen Container eingeschlossen, dessen Integrität auch beim denkbar unheilvollsten Schadensfalle gewahrt bleiben muß, um eine Freisetzung radioaktiver Spaltprodukte in die Umgebung mit Sicherheit zu verhüten<sup>1</sup>. Das bedeutet, daß die für aus den möglichen Schadensfällen an Reaktor und Kühlsystem resultierenden statischen Drücke und Druckwellen sowie Temperaturwirkungen ausreichend bemessene Containerschale auch vor dem Durchschlagen durch explosionsartig fortgeschleuderte Apparateile geschützt werden muß. Auf der Grundlage des Raumbedarfes des Kernkraftsystems und vergleichender Kostenberechnungen wurde ein vertikaler Zylinder von 24,4 m Dmr. mit hemisphärischem Oberteil und hemi-ellipsoidem Bodenteil mit einer Gesamthöhe von 36,2 m gewählt. Das gesamte Nettovolumen des Containers ist 11 300 m<sup>3</sup>. Der Container ist zur Hälfte unterirdisch angeordnet. Abb. 2 zeigt eine perspektivische Schnittansicht.

Experimentelle Untersuchungen hatten die Möglichkeit aufgezeigt, daß ein Teil der metallischen Bestandteile des Reaktorkerns heftig mit Wasser reagieren kann, wenn die Metalltemperatur über dem Schmelzpunkt liegt und eine feine Dispersion erreicht wird. Da es nicht vorstellbar ist, daß mehr als ein geringer Prozentsatz des Metalls des Reaktorkerns zu einem gegebenen Zeitpunkt diese Bedingungen von Temperatur und Dispersion erreicht, wurde ein Reagieren von 25% des Metalls mit Wasser mit begleitendem Bruch des Kreislaufsystems resultierend in einer vollständigen Freisetzung des Wärmeträgers in der Dampfphase als genügend ungünstige Annahme für die Bemessung der Containerschale erachtet. Die Bemessung erfolgte für einen Innendruck von 1,06 atü. Der in Abb. 3 dargestellte Vertikalschnitt zeigt die Schalenkonstruktion und gibt den Innenausbau schematisch wieder. Der zylindrische Teil und der Bodenteil der Schale bestehen aus 16 mm dickem Stahlblech, der Oberteil besteht aus 10 mm dickem Stahlblech. Die Bemessung erfolgte gemäß den Vorschriften der ASME Pressure Vessel Code, Section VIII, für geschweißte Konstruktion. Die Vorschriften dieses Abschnittes, die für nicht radiographisch untersuchte, nicht spannungsfrei geglühte Behälter gelten, wurden auch bei der Gütekontrolle des Baustahles, der Fertigung, Schweißung und Inspektion befolgt, sowie bei der Durchführung der Druckprobe.

Eine im Container eingebaute Sicherheitsvorkehrung ist ein Sprinklersystem, mittels dessen sämtliche Bereiche des Gebäudes mit Wasser besprüht werden können. Dieses Sprinklersystem wird bei Eintreten eines Schadensfalles, bei dem radioaktive Gase oder Dampf freigesetzt werden, in Betrieb gesetzt, um dem entstehenden Druck, dem Anstieg der Temperatur und der Vergiftung der Atmosphäre in dem Gebäude entgegenzuwirken. Um die unfehlbare Betriebsbereitschaft des Sprinklersystems zu gewährleisten, ist an dem sphärischen Oberteil des Containers ein Hochbehälter mit 57 m<sup>3</sup> Fassungsvermögen zen-

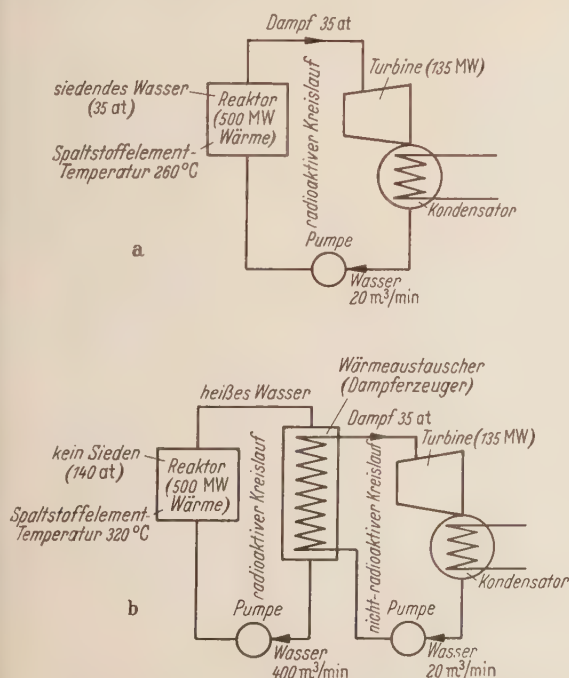


Abb. 1. Vergleich eines Siedewasser- (a) und eines Druckwasser-Reaktorsystems (b) [2].

<sup>1</sup> Eine Erörterung der Sicherheitsaspekte wassergekühlter und -moderierter Reaktoren findet sich in [3], in [4] werden die allgemeinen Grundsätze für den Entwurf von Containern erläutert.

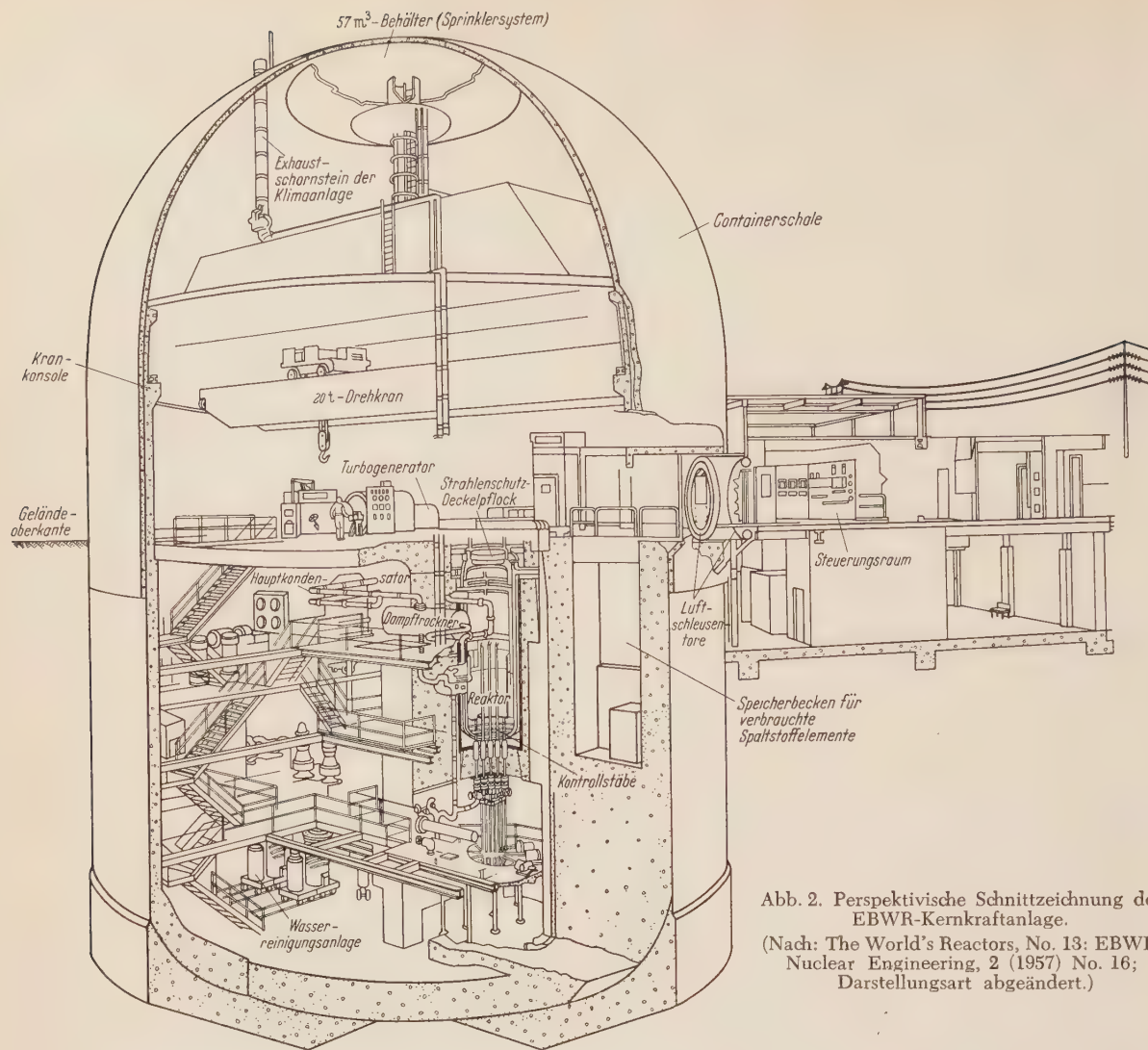


Abb. 2. Perspektivische Schnitzzeichnung der EBWR-Kernkraftanlage.

(Nach: The World's Reactors, No. 13: EBWR. Nuclear Engineering, 2 (1957) No. 16; Darstellungsart abgeändert.)

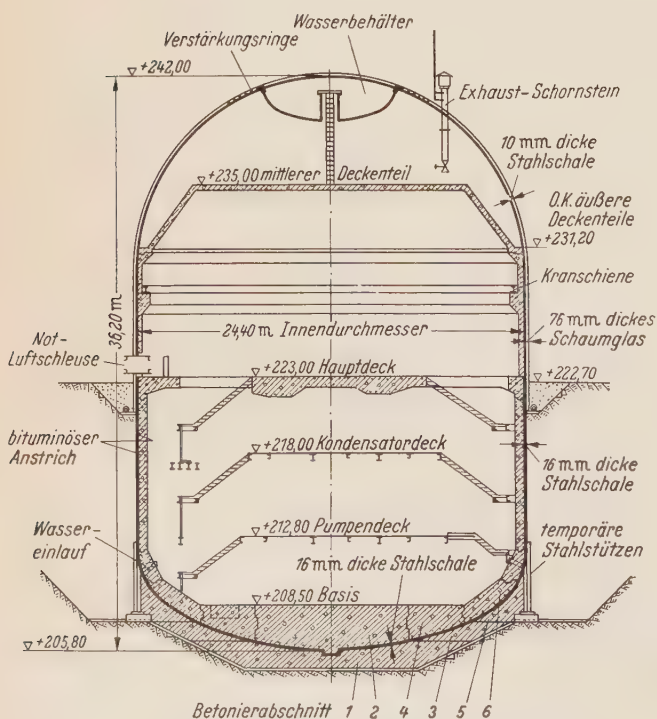


Abb. 3. Vertikalschnitt durch das gasdichte Gebäude des EBWR-Kernkraftwerkes.

trisch angehängt. Der Radius der Hochbehälterschale beträgt am Verbindungskreis mit der Containerschale 4,0 m; letztere ist zwischen den Meridiankreisen mit den Radien 4,0 m und 6,5 m durch Verstärkungsringe ausgesteift.

Während der Montage, der Druckprobe und der Dichtigkeitsprüfung wurde die Containerschale durch Stützen am unteren Ende des zylindrischen Teiles abgestützt, um beide Schalen seitlich frei zugänglich zu halten. Unter dem Bodenteil der Schale wurde ein Lichtraum von minimal 1,2 m für die Ausführung von Schweißungen, radiographischen Untersuchungen und der Dichtigkeitsprüfung vorgesehen. Da das Kernkraftwerksgebäude etwa zur Hälfte unterhalb der Geländeoberfläche liegt, hätte die Gefahr des Aufschwimmens bestanden, wenn bei starken Regenfällen der Wasserzufluss die Kapazität der Pumpenanlage überschritt, oder im Falle des Versagens der Pumpen. Um ein Aufschwimmen mit Sicherheit zu verhüten, wurden bis zum Abschluß der Betonarbeiten im Containerinneren im Bodenteil der Schale zu jeder Zeit — außer während der Durchführung von Druckprobe und Dichtigkeitsprüfung — Wasser einläufe offengehalten.

Nach Fertigstellung des Containers bis auf den Einbau von Luftschleusen und anderen Durchdringungen wurde eine Vorprüfung von Festigkeit und Dichtigkeit der Stahlschale durchgeführt. Zunächst wurden etwa 10 % der Gesamtlänge der Schweißnähte — darunter sämtliche Nahtkreuzungen — radiographisch untersucht. Fehlerhafte Schweißstellen wurden erforderlichenfalls herausgeschnitten, neu verschweißt und wiederum radiographisch geprüft. Sodann wurden sämtliche Schweißnähte der Schale mit einer dicken Seifenlösung bestrichen, der Container wurde mittels vier transportablen Kompressoren auf einen Innendruck von 0,7 atü gebracht, und es wurde auf Blasenbildung oder Abblättern des Seifenüberzuges, wodurch sich Undichtheiten angedeutet hätten, geachtet. Mit diesem Verfahren wurden keine Undichtheiten festgestellt. Für die Druckprobe wurde

ann der Innendruck auf 1,32 atü, das sind 25 % mehr als der Bemessung zugrundeliegende Innendruck, gesteigert.

Für die Dichtigkeitsprüfung wurde die folgende Ausrüstung in Containerinneren installiert: 10 Thermolemente an der Schalenninnenseite, 8 Widerstandsthermometer frei im Raum, 3 Taupunktzellen zur Bestimmung der relativen Luftfeuchtigkeit frei im Raum und 6 Gebläse mit einer Gesamtkapazität von 75 m<sup>3</sup>/min. Nachdem der Container auf einen Innendruck von 1,06 atü gebracht war, wurden acht Tage lang in Intervallen von zwei Stunden Temperatur- und Druckablesungen notiert. Die abgelesenen Werte wurden umgerechnet auf das Volumen trockener Luft bei Standard-Temperatur und -Druck im Container unter Berücksichtigung der Variation von Container-Volumen und Dampfdruck als Funktion der Temperatur. Wegen der möglichen Fehlerquellen wurden bei der Auswertung die Ablesungen nicht berücksichtigt, die bei Temperaturen der Stahlschale von mehr als 10° C erhalten worden waren, und ebenfalls nicht, wenn sich die durchschnittliche Temperatur der Schale um mehr als 2,2° C von der durchschnittlichen Schalentemperatur zwei Stunden vor oder nach der betreffenden Ablesung unterschied. Die durch die Gebläse bewirkte Luftbewegung erwies sich als hinreichend, um die Schichtbildung während der Perioden, in denen zuverlässige Ergebnisse erhalten werden konnten, auf ein tolerierbares Maß zu reduzieren.

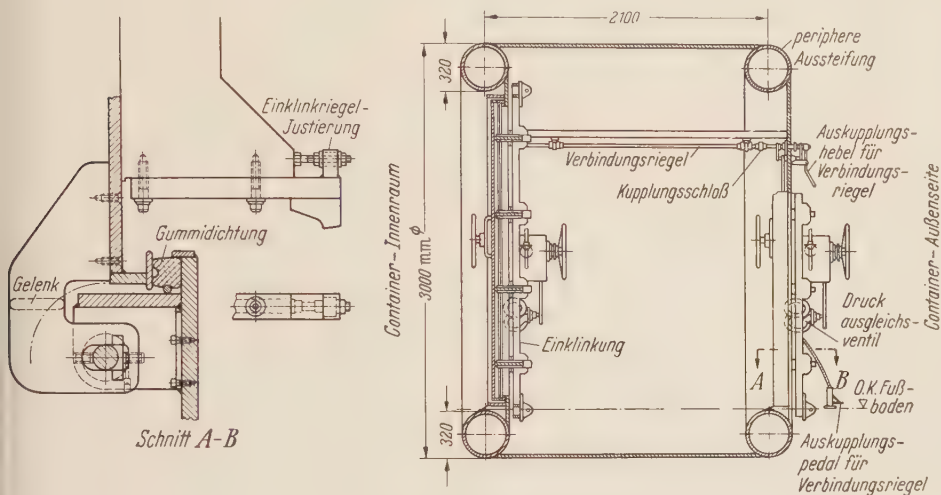


Abb. 4. Haupt-Luftscheule.

aus den Meßergebnissen wurde ein Luftaustritt von weniger als 3 m<sup>3</sup> in 24 h ermittelt — ein zufriedenstellendes Ergebnis.

Die Folge des Einbringens von Beton und Hinterfüllung war so festgelegt, daß sich eine möglichst geringe Verformung der Schale ergab. Die Betonierfolge ist in Abb. 3 angegeben. Danach wurden die temporären Stahlstützen abgeschnitten und damit die gesamte Last der Schale auf das schüsselförmige Betonfundament übertragen. Der unterirdische Schalenteil erhielt einerseits einen doppelten bituminösen Schutzanstrich, der an der Außenseite durch 25 mm dicke Isolierpappe gegen Beschädigung durch die Hinterfüllung gesichert wurde. Der obere Schalenteil erhielt auf der Innenseite einen einfachen Schutzanstrich und eine Bedeckung mit 12 mm dicker Isolierpappe, gegen die dann die Innenauskleidung betoniert wurde. Die gesamte Außenseite der Schale wurde mit 76 mm dicken Schaumglasplatten isoliert, die auf an die Schale angeschweißte Stifte aufgespießt wurden. Das Schaumglas wurde mit einem Mastixanstrich überzogen, in den ein Glasfasergewebe eingedrückt wurde. Auf einen weiteren Mastixanstrich folgten schließlich zwei Anstriche mit Aluminiumfarbe.

Für den Zugang von Personal während des Reaktorbetriebes wurde eine Luftscheule eingebaut, deren zylindrischer Mantel einen Durchmesser von 300 cm und eine Länge von 210 cm hat (Abb. 4). Die Endscheiben sind durch Aussteifungen verstärkt, die an kreisringförmige Versteifungsrohre von 32 cm Durchmesser angeschweißte sind. In jeder Endscheibe befindet sich eine einwärts aufschlagende Schleusentür mit 90 · 210 cm lichter Öffnung, die gegen eine Gummidichtung schließt und mit einem Handrad zum Abschluß versehen ist. Der Verschlussmechanismus greift in ein Ventil ein, das den Druckausgleich zu beiden Seiten einer Endscheibe besorgt. Die Verschlussmechanismen der beiden Schleusentüren sind durch eine Riegelstange so miteinander verbunden, daß keiner von beiden bedient werden kann, wenn nicht sich der andere in der vollständig geschlosse-

nen und verriegelten Stellung befindet. Die gegenseitige Verriegelung kann durch Auskuppeln eines Kupplungsschlusses durch Betätigung zweier Hebel von der Außenseite der äußeren Tür ausgelöst werden. Diese beiden Hebel werden normalerweise verschlossen gehalten; sie werden nur betätigt, wenn der Reaktor stillgelegt ist und ein Öffnen beider Schleusentore zugleich erwünscht ist. — Neben dieser Haupt-Luftscheule ist in die Containerschale noch eine Notscheule von 120 cm Durchmesser und 180 cm Länge eingebaut worden. — Für den Materialtransport wurde eine Luke mit verschraubbarem Verschlussdeckel vorgesehen, die geöffnet werden kann, wenn die Reaktoranlage stillgelegt ist. — Zur Verhütung der Entstehung von Unterdrücken im Container, die den Betrag von 0,035 at übersteigen, für den die Schale bemessen ist, sind zwei Druckausgleichsventile vorgesehen, die natürlich nur Unterdruck im Container ausgleichen.

Der Containerraum ist mit einer Klimaanlage, bestehend aus vier Aggregaten, ausgerüstet. Eines dieser Aggregate saugt von außen Frischluft an (85 m<sup>3</sup>/min), die mit der rezirkulierenden Luft gemischt wird. Die von der Frischluft verdrängte Luftmenge wird durch einen Exhaustschornstein nach außen abgegeben. Zur Verhütung des Austritts radioaktiver Gase oder Aerosole sind Einlaßkanal und Exhaustschornstein mit Absperrschiebern versehen, deren Schließung bei einem festgesetzten Wert der Aktivitätskonzentration in der Abluft durch Radioaktivitäts-Meßgeräte automatisch ausgelöst wird.

Für die Durchführung von Wasser-, Dampf-, Luftleitungen, Stromkabel usw. durch die Containerschale sind verschiedenartige konstruktive Lösungen verwendet worden. Rohrleitungen unter 5 cm Dmr. wurden ohne Verstärkung direkt mit der Containerschale verschweißt, Rohrleitungen über 5 cm Dmr. wurden mit Verstärkung, wie in Abb. 5a dargestellt, in die Schale eingeschweißt. Die Generatorkabel werden durch Rohrhülsen geführt, die, wie in Abb. 5b gezeigt, in die Schale eingeschweißt sind. Der Raum zwischen Kabel und Hülse wird von einer Harzmasse ausgefüllt, und die Kabel selbst sind durch Eintauchen der Enden in eine Gummilösung gedichtet. Alle anderen elektrischen Leitungen wurden durch Tröge verlegt, die dann mit einer Harzmasse ausgefüllt wurden (Abb. 5c).

Für den Innenausbau des Containers und die Montage der Kernkraftanlage war es erforderlich, zwei große zeitweilige Öffnungen in die Containerschale zu schneiden. Eine 3,6 · 5,5 m große Öffnung wurde in Hauptdeckhöhe angeordnet; ihre Ab-

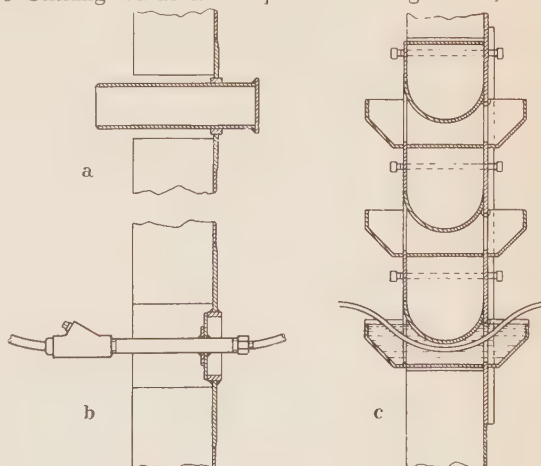


Abb. 5. Durchdringungen durch die Containerschale. a) Mit Verstärkung eingeschweißte Rohrleitung von über 5 cm Dmr., b) Generatorkabel-Durchdringung, c) harzgefüllte Tröge zum Durchführen verschiedenartiger elektrischer Leitungen.

messungen wurden durch die des Kondensators als des größten Einzelteiles bestimmt. Die andere 1,5 · 3,0 m große Öffnung wurde in mittlerer Höhe des unterirdischen Containerabschnittes

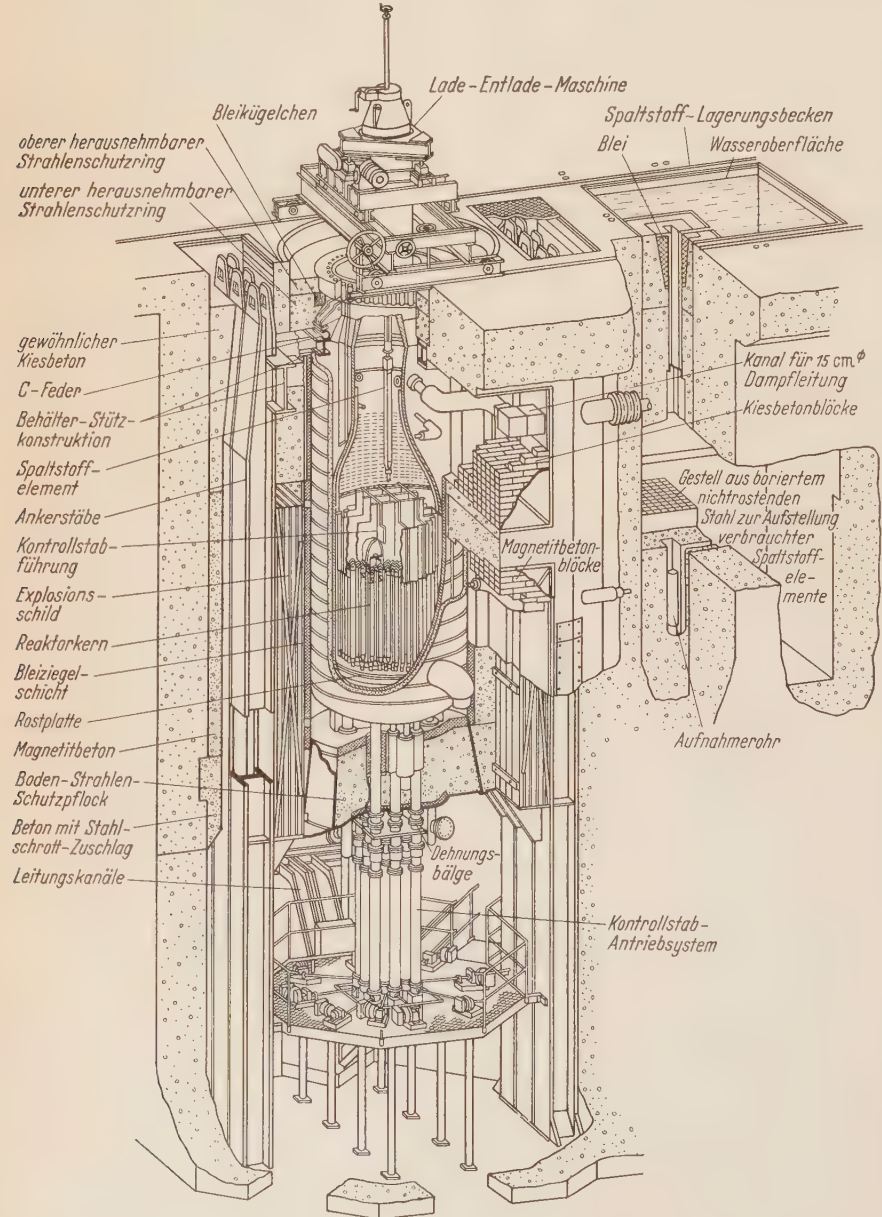
angeordnet. Sie war über eine kurze Brücke von der Sohle der Ausschachtung für die Fundamente des Bedienungsgebäudes aus zugänglich. Diese Öffnung war solange der einzige Zugang für Bauarbeiter und Materialtransporte zum Containerinneren, bis die Hinterfüllung soweit zugeschüttet war, daß die obere Öffnung von Erdgleiche aus erreicht werden konnte. Als die Öffnungen ihren Zweck erfüllt hatten, wurden die herausgeschnittenen Schalenteile wieder in die Schale eingeschweißt.

Nach Fertigstellung des Innenausbaus und Beendigung der Montage des Kernkraftwerksystems wurde eine abschließende Druckprobe und Dichtigkeitsprüfung durchgeführt. Für die Dichtigkeitsprüfung wurde die gleiche Instrumentation wie vorher verwendet, die Luftzirkulation wurde von der Klimaanlage besorgt. Nach Steigerung des Innendruckes im Container auf 1,06 atü wurden sämtliche neuen Schweißnähte, die Luftschleusendichtungen und Kabeldurchführungen mit Seifenlösung nach Undichtigkeiten abgesucht, die nach Möglichkeit behoben oder reduziert wurden, bevor die Messungen für die Dichtigkeitsprüfung aufgenommen wurden. Der festgestellte Luftaustritt lag mit 13 m³ in 24 h unter dem mit 28 m³ in 24 h festgesetzten höchstzulässigen Luftaustritt. Die Festsetzung dieses höchstzulässigen Wertes ist ziemlich willkürlicher Art. In erster Linie mußte ein meßbarer Wert gewählt werden. Die Schwierigkeit der Messungen ist daraus ersichtlich, daß ein Fehler von 0,15 mm Hg in der Druckablesung oder ein Fehler von 0,025° C in der Temperaturablesung äquivalent einem Luftaustritt von 3 m³ ist. Der gewählte höchstzulässige Wert war gerade so hoch angesetzt, daß er mit einiger Zuverlässigkeit festgestellt werden konnte, und vom Standpunkt der Sicherheit erscheint ein Luft-

austritt von 0,25 % des Nettovolumens des Containers akzeptabel. Zudem liegen die tatsächlichen Verhältnisse dadurch günstiger, daß das Sprinklersystem den bei dem postulierten Schadensfall entstehenden Druck in wenigen Minuten auf einen Bruchteil des Anfangswertes reduziert. Sollte schlimmstenfalls das Sprinklersystem versagen, so würde die Kondensation des Dampfes einige Tage in Anspruch nehmen, und der durchschnittliche Wert des Druckes während dieser Zeit betrüge die Hälfte des Anfangsdruckes.

Tabelle 1. Dynamische Belastung und Belastungsfolge für explosionsartige chemische Reaktion im EBWR-Reaktorkern

| Angriffsbereich                       | Explosionswellendruck<br>at | Eintreffzeit<br>Millisek | Dauer<br>Millisek | Schaden                 |
|---------------------------------------|-----------------------------|--------------------------|-------------------|-------------------------|
| Behälterwandung unter Wasserspiegel   | 40 700                      | +1                       | 2                 | Bruch                   |
| Behälterboden                         | 13 800                      | +1                       | 2                 | Bruch                   |
| Behälterwandung über Wasserspiegel    | 260                         | variiert                 | 6                 | oberer Teil bleibt ganz |
| Behälterdeckel                        | 260                         | +5                       | 6                 | bleibt ganz             |
| unterer Teil der Strahlenschutzanlage | —                           | —                        | —                 | in Schutt verwandelt    |
| unterer Strahlenschutzpflock          | —                           | —                        | 10                | in Schutt verwandelt    |



Die Berechnungen für eine 25 %ige Metall-Wasser-Reaktion im Reaktorkern ergaben eine Energiefreisetzung von insgesamt  $0,8 \cdot 10^6$  kcal. Da zur Bestimmung der wahrscheinlichen Dauer der Energiefreisetzung keine hinreichenden Werte vorlagen, wurde die ultra-ungünstige Annahme getroffen, daß sie in der Größenordnung der Dauer einer Trinitrotoluol-Explosion liege. Auf der Grundlage dieser Annahme ist von der Armored Research Foundation eine Untersuchung zur Bestimmung der möglichen Kräfte ihrer Angriffsfläche und ihrer Angriffsfolge durchgeführt worden, deren Ergebnisse in Tabelle 1 wiedergegeben sind und aus der nachstehende Schlussfolgerungen für konstruktive Gestaltung und Bemessung der Explosionsabschirmung zur Gewährleistung der Unversehrtheit der Containerschale gezogen wurden.

Dank der relativ geringen Intensität der Explosionsdruckwelle über dem Wasserspiegel bleiben der obere Teil des Reaktor-Druckbehälters, der Behälterdeckel und die Verschraubung intakt. Die statischen Äquivalentspannungen bleiben bei Berücksichtigung des infolge der hohen Dehnungsgeschwindigkeit niedrigen dynamischen Lastfaktors unterhalb der Bruchfestigkeit der Konstruktionswerkstoffe. Der untere Behälterteil fragmentiert unter der Schockwelle, und der Strahlenschutzbeton, der den unteren Behälterteil seitlich und unterhalb umgibt, würde bis zu einer Entfernung von etwa 3,3 m vom Explosionszentrum in Schutt verwandelt werden. Unterhalb des Reaktor-Druckbehälters ist in der Strahlenschutzanlage ein konischer Betonpflock von 2,5 m oberem und 3,0 m unterem Durchmesser angeordnet, der entlang seiner Mantelfläche nur verhältnismäßig schwach mit der angrenzenden Betonkonstruktion verbunden ist, so daß er dem Explosionsdruck rasch nachgibt. Pflock und umgebender Beton würden bei einer Explosion in Schutt verwandelt und in den Subreaktorraum hinuntergeblasen werden. In dem Subreaktorraum sind große Öffnungen vorgesehen, die dem Explosionsdruck den Weg zu weiterer Ver-

Abb. 6. Perspektivische Schnittansicht des Siedewasserreaktors mit Strahlenschutzanlage usw.

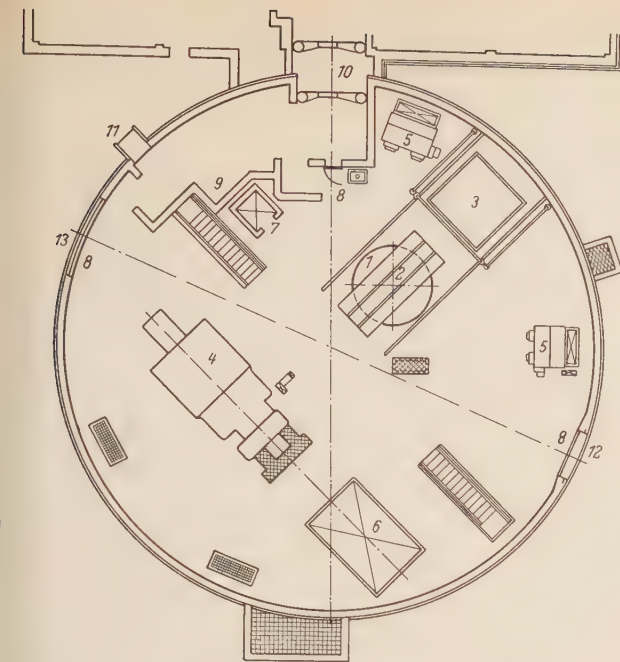


Abb. 7. Grundriß des Hauptdecks. 1 Reaktor; 2 Niederhalteträger; 3 Lagerungsbecken für verbrauchte Spaltstoffelemente; 4 Turbogenerator; 5 Klimaanlage; 6 Luke; 7 Aufzug; 8 Stahl-Explosionsschild; 9 Beton-Explosionsschutzwände; 10 Haupt-Luftschleuse; 11 Not-Luftschleuse; 12 Luke mit verschraubbarem Verschlussdeckel; 13 temporäre Öffnung (herauszuschneidendes und wieder einzuschweißendes Schalenteil).

teilung freigeben. Die in diesem Bereich etwa 2,4 m dicke, stark bewehrte Basis-Betonplatte würde, ohne größeren Schaden zu nehmen, ausgeschleuderten Betonschutt und Behälterbruchstücke stoppen und eine Beschädigung der Containerschale verhüten.

Von der den Reaktorbehälter umgebenden achtseitigen Beton-Strahlenschutzanlage mit 7,6 m Dmr. von Außenfläche zu Außenfläche würde nach den Berechnungen der Armour Research Foundation eine unzerstörte dünne äußere Schale stehenbleiben. Abschnitte von Rohrleitungen, die vom Behälter nach außen führen, und trocken versetzte Beton-Strahlenschutzblöcke in den Tunneln, in denen diese Rohre verlegt sind (s. Abb. 6), können jedoch bei einer Explosion geschoßartig fortgeschleudert werden. Um die gasdichte Containerschale vor Beschädigung durch solche Geschosse zu schützen, erhielt sie unterhalb des Hauptdecks (der Reaktorbehälter liegt vollständig unterhalb des Hauptdecks mit dem oberen Verschlussflansch 0,6 m unter Fußbodenkante) eine 60 cm dicke Betonauskleidung.

Oberhalb des Hauptdecks war ein Schutz der Containerschale vor dem Durchschlagen durch ein aus dem auf dem Hauptdeck stehenden Turbinengehäuse ausgeschleudertes Turbinenfragment notwendig. Als gefährlichstes Fragment einer hypothetischen Rotor-Disintegration wurde eine Hälfte des schwersten Rades ermittelt. Die Berechnung ergab, daß die Containerschale durch 30 cm Beton oder 32 mm dicke Stahlplatten gegen Durchschlagen durch dieses mit 65 m/s herausgeschleuderte Fragment hinreichend geschützt werden kann. Oberhalb des Hauptdecks erhielt der Container auf eine Höhe von 8,0 m eine 30 cm dicke Betonauskleidung, die sich in einer 30 cm dicken, an ihrer Unterseite mit 10 mm Stahlblech verkleideten Deckenplatte fortsetzt. Die Zwischenstützung der Deckenplatte erfolgt durch zwei in 7,6 m Entfernung voneinander beiderseits des Durchmessers symmetrisch angeordnete 3,8 m hohe Fachwerkträger, die in 30 cm dicke Betonwände mit 10 mm dicker Stahlblechverkleidung ein-

gebettet sind; der Deckenteil zwischen den Trägern ist zur Höhe der Trägerobergurte hochgezogen. Neun Lüftungsöffnungen und eine Steigleiterluke durchdringen die Deckenplatte; die Öffnungen sind durch darüberliegende, über die Ränder übergreifende Platten abgeschildert.

Wo immer in der Beton-Envelope Öffnungen vorkommen, sind diese Stellen gegen geschoßartig herausgeschleuderte Teile durch andere Vorkehrungen abgeschildert: 30 cm dicke Betonwände schützen die Hauptluftschleuse und die Notschleuse, 32 mm dicke Stahlplatten schützen die permanente Luke und die Stelle der großen temporären Öffnungen. Eine Türöffnung durch die der Hauptluftschleuse vorgesetzte Betonwand wird durch eine 32 mm dicke Stahltür geschlossen. Abb. 7 zeigt den Grundriß des Hauptdecks, aus dem die Anordnung von Betonauskleidung, Betonwänden und Panzerungsplatten zu ersehen ist.

Eine interessante konstruktive Aufgabe war der Entwurf einer Festhaltung für das von dem intakt bleibenden Oberteil des Reaktorbehälters gebildete potentielle große Geschö. Die durch die Shockwelle induzierte, auf diesen Teil wirkende aufwärts gerichtete Kraft wurde zu 9500 t berechnet. Die Krafteintragung ist rapide und von sehr kurzer Dauer, was eine hohe Dehnungsgeschwindigkeit mit zugehörigem niedrigem dynamischem Lastfaktor bedeutet. Die für die Festhaltung des Obertheiles des Reaktorbehälters entwickelte „Niederhaltekonstruktion“ besteht aus drei parallelen Niederhalteträgern und drei Ankerstabpaaren (s. Abb. 8), die durch einen Explosionsschild vor der Zerstörung durch die bei einer Explosion wirksam wer-

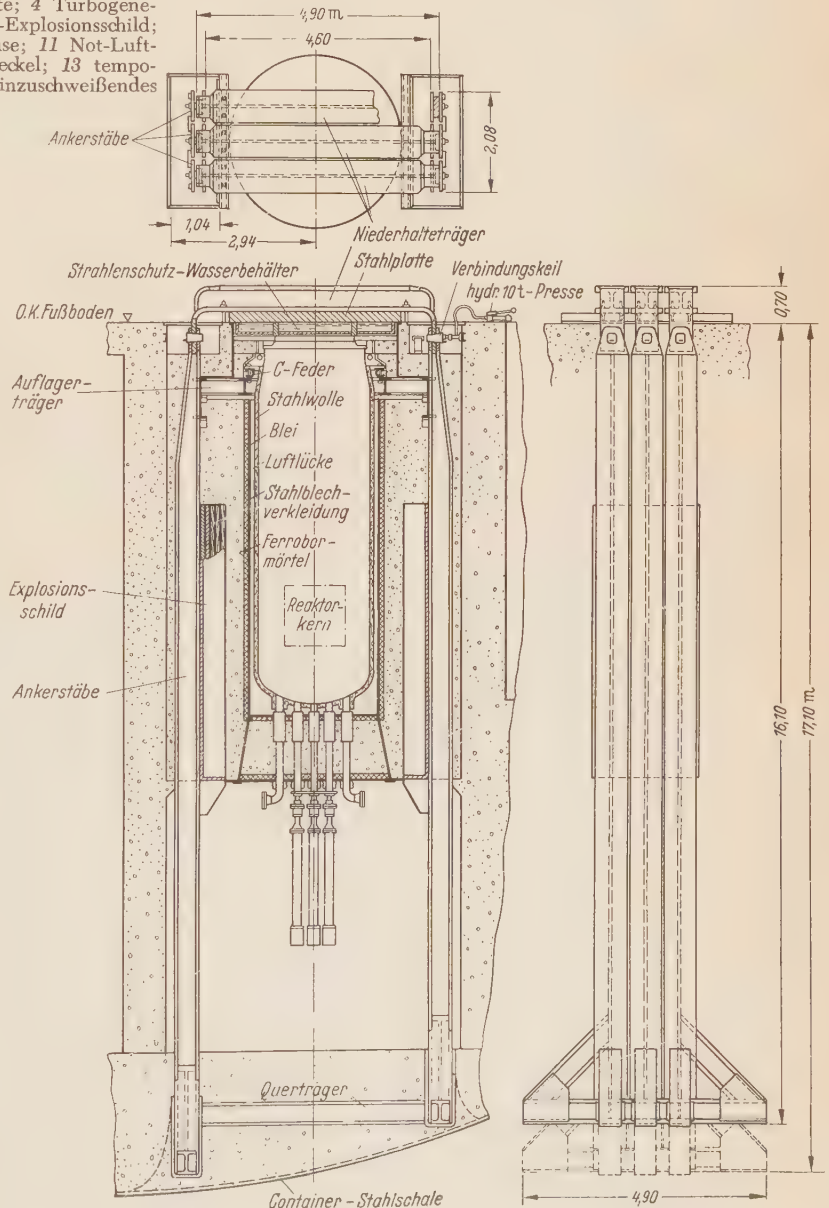


Abb. 8. Niederhaltekonstruktion für den EBWR-Druckbehälter.

denden Seitenkräfte geschützt werden (Abb. 9). Die optimale Zusammensetzung der Explosionsschild wurde in einer Reihe von Versuchen ermittelt: Drei alternierende Schichten von 76 mm

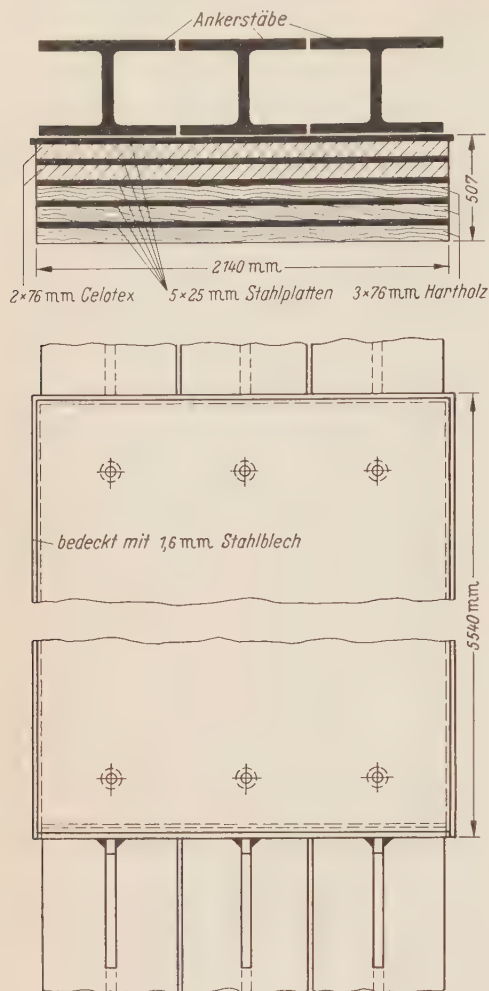


Abb. 9. Explosionsschild.

Hartholz und 25 mm Stahl und darauf nach außen fortschreitend zwei alternierende Schichten von 76 mm Celotex und 25 mm Stahl. Gemäß den Berechnungen wird die Schock-

wellenintensität durch jede der fünf Schichten des weichen Materials durch Umwandlung eines Teils der Impulsenergie in Wärmeenergie um einen Faktor 2 vermindert, so daß der resultierende Druck auf die Ankerstäbe auf einen Wert reduziert ist, der sie nicht überbeansprucht. Die mehrere Millisekunden später wirksam werdende aufwärtsgerichtete Kraft, für die die Ankerstäbe bemessen sind, kann somit aufgenommen werden. — Die durchschnittliche Dichte von Explosionsschild und Ankerstäben ist der Dichte des durch diese Konstruktion verdrängten Schwerbetons annähernd äquivalent, so daß die Wirksamkeit der Strahlenabschirmung nicht wesentlich beeinträchtigt wird.

Als Strahlenschutz über dem Druckbehälter ist ein 30 cm hoher kreisförmiger Wasserbehälter für die Neutronenabschirmung und darüber eine 15 cm dicke kreisförmige Stahlplatte für die  $\gamma$ -Strahlenabschwächung angeordnet. Diese stählerne Deckplatte dient daneben zur Verteilung der aufwärtsgerichteten Kraft vom Druckbehälterdeckel auf eine größere Fläche auf die unteren Flansche der drei Niederhalteträger, die mit der Deckplatte durch Schrauben in engen Kontakt gebracht sind, um die Impulsbelastung auf einem Minimum zu halten.

Um die Niederhaltekonstruktion nicht zu schwer und unförmig werden zu lassen, wurde als Werkstoff ein hochfester vergüteter Legierungsstahl (U.S. Steel Corp. Carilloy T-1) verwendet. Träger- und Stabquerschnitte wurden ermittelt unter Verwendung der statischen Zugfestigkeit als zulässige Spannung und durch dynamische Lastfaktoren reduzierte statische Äquivalentlasten zur Berücksichtigung der Festigkeitserhöhung des Materials als Funktion der Dehnungsgeschwindigkeit. Die Ankerstäbe sind durch Schweißung mit 4,9 m langen horizontalen Verankerungsträgern verbunden, die so tief wie möglich in die Betonbodenplatte eingelassen sind, so daß die Tragfähigkeit der Verankerung größer ist als die der Stäbe. Zur Gewährleistung einer leichten Zugänglichkeit des Reaktorbehälterdeckels wurden für die Verbindung von Niederhalteträgern und Ankerstäben Keile verwendet, die mittels hydraulischer Presse eingepreßt oder herausgedrückt werden können. [Nach Arnold H. Heinemann und Leonard W. Fromm jr.: Containment for the EBWR. 2nd Nuclear Engineering and Science Conference, Philadelphia, Pa., 11. bis 14. März 1957, Paper No. 57 — NESC — 90, 29 Seiten; Advances in Nuclear Engineering, Vol. 1 S. 234—247, Pergamon Press, London—New York—Paris 1957; Second United Nations International Conference on the Peaceful Uses of Atomic Energy, Genf, 1.—13. Sept. 1958, Paper No. A/CONF.15/P/1891, 28 Seiten.] „Dipl.-Ing. Th. Jaeger, Berlin.“

#### Literatur

1. Th. Jaeger: Bauingenieur 33 (1958) S. 32.
2. S. Untermyer: Nucleonics 12 (1954), No. 7. S. 43.
3. R. J. Creagan, in: Problems in Nuclear Engineering, Vol. 1 S. 11, Pergamon Press, New York-London-Paris 1957.
4. Th. Jaeger: Bauingenieur 33 (1958) S. 30.

DK 624.5 : 69.057.1 (73)

### Die Montage der Mackinac-Straits Hängebrücke, USA.

Über diesen inzwischen fertiggestellten, insgesamt 5,5 km langen Rampenbrückenzug mit einer Hängebrücke von 550 + 1160 + 550 m Spannweite (Abb. 1) wurde hier bereits zweimal berichtet. Als erstes über den Gesamtentwurf und die Gründung der Pfeiler<sup>1</sup> [Bauing. 30 (1955) S. 444] und dann über die aerodynamische Stabilität<sup>2</sup>. [Bauing. 32 (1957) S. 99]. Den Tiefbauarbeiten der Jahre 1954 und 1955 folgte noch 1955 die Montage der 170 m hohen Pylonen der Hängebrücke.

Im Jahre 1956 wurden die insgesamt etwa 3 km langen Rampenbrücken errichtet und die Kabel der Hängebrücke luftgesponnen. Im vergangenen Jahr wurde die Stahlkonstruktion der Hängebrücke montiert sowie die Fahrbahnen der Brücke und Straßenanschlüsse hergestellt. In diesem Jahre waren noch

Restarbeiten zu erledigen, und im Juni dieses Jahres wurde die Brücke eingeweiht.

Die beiden Kabel haben 620 mm Durchmesser und enthalten je 12 580 Drähte von 4,98 mm Durchmesser; ihr gegenseitiger Abstand ist 21,7 m.

Das Luftspinnen geschah nach demselben Prinzip wie auch bei den anderen großen, modernen Hängebrücken<sup>3</sup> [Bauing. 32 (1957) S. 22], jedoch konnte die Leistung hier durch einige Neuerungen und Zweischichtenbetrieb noch wesentlich gesteigert werden. In den beiden Schichten arbeiteten je 150 Mann und es gelang Ihnen, die etwa 10 000 t Kabeldraht in 78 Arbeitstagen zu verlegen.

Es war nicht möglich die für das Luftspinnen mit dieser Geschwindigkeit erforderlichen großen Drahtrollen vom Herstellwerk auf der Eisenbahn zur Baustelle zu transportieren. Es war vielmehr nötig, in der Nähe der Baustelle eine besondere Umpulwerkstatt einzurichten. Hier wurden die vom Draht-

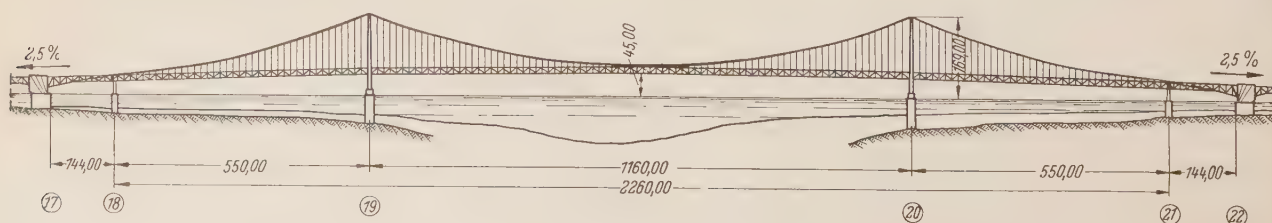


Abb. 1. Ansicht der Hängebrücke.

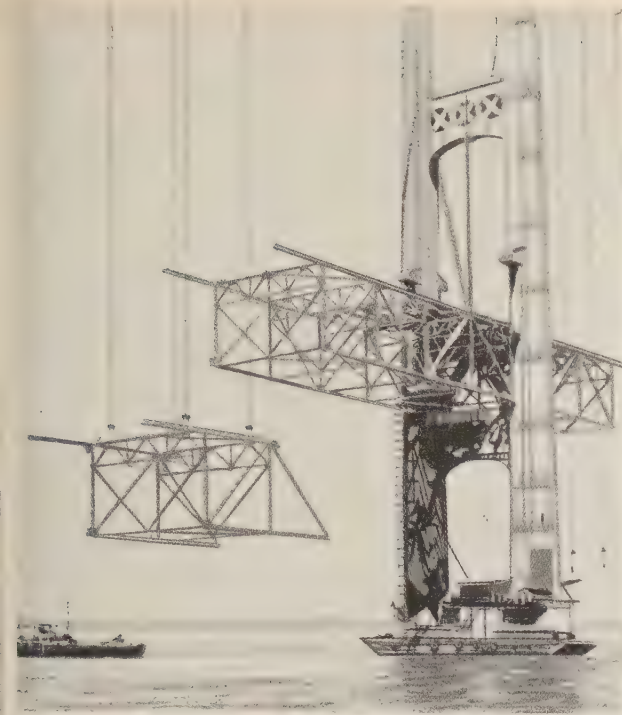


Abb. 2. Montage der Brückenkonstruktion an einer Pylone.

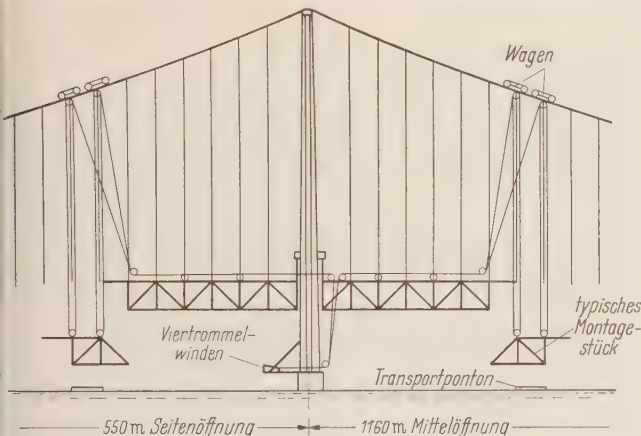


Abb. 3. Montageschema für die Brückenkonstruktion.

verk kommenden ca. 250 kg schweren Drahtrollen umgespult und durch Stoßen verlängert bis 15 t schwere Rollen entstanden. Diese wurden dann per Schiff zur Baustelle gebracht. Acht derartige Rollen waren für das Luftspinnen auf jedem Ankerblock erforderlich; außerdem konnten dort je 4 Reserverollen, d. h. etwa ein Tagesverbrauch, gelagert werden. Nach dem Verlegen wurden die Kabel durch 75-t-Pressen in kreisrunde Form gepreßt und mit provisorischen Bandagen sowie den Schellen für die Hänger versehen. Diese Kabelschellen waren so eingerichtet, daß die 57 mm dicken, an beiden Enden mit Seilköpfen versehenen Hängeseile in einer Schlaufe darüber gelegt werden konnten.

Die Montage der Hänger geschah mittels auf den Pylonen stehender 5-t-Winden. Das Hubseil einer solchen Winde wurde über einen an der betreffenden Kabelschelle befestigten Block geführt und ging von dort senkrecht nach unten zu einem Ponton, auf dem die bis 3,3 t schweren und bis 220 m langen Hänger lagen. Der Hänger wurde an

zwei Punkten an diesem Hubseil angeschlagen, und zwar an einem Seilkopf und etwas unterhalb der Mitte des Hängers. Der angeschlagene Seilkopf wurde zuerst gehoben und beim Heben im Bereich zwischen diesen Anschlagpunkten Hubseil

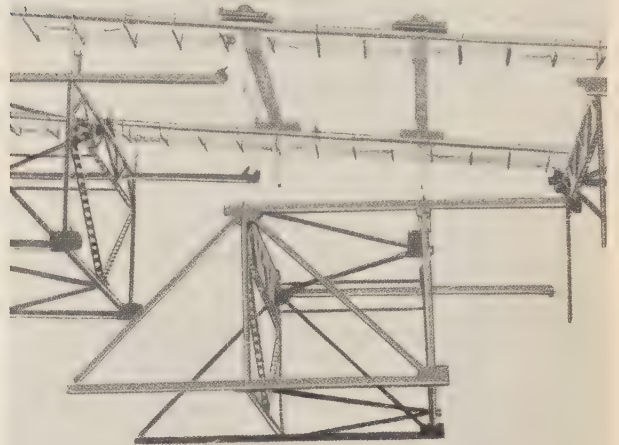


Abb. 4. Montage des Schlußstückes mit den auf den Kabeln laufenden Wagen.

und Hänger mit Hanfseilen in 1,5 m Abstand gut parallel zusammengebunden. Wenn beim Heben der Seilkopf an der Kabelschelle angekommen war, wurde die Aufhängung gelöst und der Seilkopf über die Schelle gelegt. Beim weiteren Heben wurden die Hanfseilverbindungen zwischen Hubseil und Hänger kontinuierlich entfernt und der Hänger dadurch weiter über die Kabelschelle geschoben, bis er mit seiner Mitte auf der Kabelschelle auflag und beide Seilköpfe an seinen Enden auf gleicher Höhe — fertig zum Anschluß der Brückenkonstruktion — hingen.

Nachdem alle Hänger angebracht waren, begann die Montage der Stahlkonstruktion der Hängebrücke von beiden Pylonen aus gleichzeitig nach beiden Seiten (s. Abb. 2). Die Konstruktion kam vollständig zusammengebaut in Stücken bis zu 115 t Gewicht auf Pontons zur Baustelle. Jedes Stück bestand aus 2 Brückenfeldern einschließlich beider Hauptträger, Verbände und Hauptquerträger. Das Hochheben dieser Stücke geschah mit Viertrommelwinden, die am Pylonenfuß aufgestellt waren. Von den Trommeln, die je 1600 m Seil von 19 mm Durch-



Abb. 5. Draufsicht auf die Fahrbahn während des Baues.



Abb. 6. Umwicklung der Kabel.

messer aufnehmen konnten, liefen die Hubseile zu auf den Kabeln laufenden Wagen und von dort zu neunfach eingescherten Zügen, die in den Wagen hingen (s. Abb. 3 und 4). An vier solchen Zügen wurde das Montagestück hochgehoben und an die Hänger angeschlossen. Gleichzeitig wurde auch eine Verbindung der Obergurte mit dem bereits montierten Brückenteil hergestellt.

Das Deck der Brücke besteht aus vier Fahrbahnen, 0,9 m breiten Schrammborden und einem 0,6 m breiten etwas erhöhten Mittelstreifen; die Gesamtbreite zwischen den Geländern ist 16,4 m. Aus aerodynamischen Gründen sind die beiden inneren Fahrbahnen offene Roste<sup>4</sup>. [Bauing. 32 (1957) S. 99]. Die äußeren Fahrbahnen sind mit Leichtbeton gefüllte Gitterroste mit einer darüber liegenden Schicht Asphaltbeton (Abb. 5). Alle Fahrbahnroste liegen in 1,52 m Abstand auf 305 mm hohen, quer zur Brücke laufenden I-Trägern, diese werden von 5 Strängen, 765 mm hohen, 11,9 m weit von Querträger zu Querträger gespannten Längsträgern getragen.

Die Montageverbindungen von Längsträgern, Zwischenträgern und Verbänden wurden mit hochfesten Schrauben hergestellt. Die Fahrbahnroste wurden auf die Zwischenquerträger aufgeschweißt. Da diese Arbeiten der Montage zeitlich sehr schnell folgen konnten, war es möglich für die Montage Autokräne zu verwenden, die von der kurz vorher verlegten Fahrbahn aus operierten.

Nach Aufbringen der Hauptteile der ständigen Last wurden die Kabel mit Bleimennige gestrichen und zum weiteren Schutz anschließend mit weichem, feuerverzinktem Draht umwickelt (Abb. 6). Die Maschinen hierfür hatten je drei Drahtrollen und arbeiteten stets entgegen der Kabelsteigung.

Den Brückenentwurf stellte D. B. Steinman im Auftrage des Bauherrn, der Michigan Bridge Authority, auf. Den Kontrakt für die Gründungen erhielt Merritt-Chapmann & Scott Corp., denjenigen für die Stahlkonstruktion die American Bridge Division der U. S. Steel Corp. — [Nach Erecting the Superstructure of Mackinac Bridge, Engng. News-Record 160 (1958) Nr. 6 S. 36.] K. H. Seegers, Hamburg.

DK 69.059.22 : 550.34 : 624.042.7 (725.1)

### Erdbebenschäden in Mexico City

In den frühen Morgenstunden des 28. Juli 1957 wurde das Zentrum von Mexico City von einem schweren Erdbeben heimgesucht (Mercalli 7). Fast die ganze südliche Hälfte des Staates Mexico wurde von dem Beben betroffen. Ein besonders starkes Ausmaß erreichte das Beben jedoch im Herzen der Stadt. Da die ersten Stöße bereits um 2.40 Uhr morgens einsetzten, kann man annehmen, daß die meisten Bürogebäude der City während des Bebens unbenutzt waren und daß demzufolge weniger Verluste an Menschenleben zu beklagen waren als es dem Umfang der Zerstörungerscheinungen an Bauwerken entsprach. Das vorgenannte Beben war nicht das erste, welches die Stadt heimgesucht hat, es war jedoch stärker als die vorangehenden. Dies Beben ist deshalb besonders geeignet, die Folgen von Erdbeben auf Bauwerke zu studieren. Die Verfasser der u. g.

Originalaufsätze geben ihre Ansicht dahin wieder, daß sie sagen, ein noch wesentlich stärkeres Beben hätte diese Gelegenheit nicht geboten, da an einer total zerstörten Stadt wenig mehr zu studieren übrig bleibe.

Die Autoren der beiden Aufsätze haben große Erfahrungen mit Fundamentkonstruktionen im Gebiet der Stadt Mexiko City, wo mit Erschütterungen durch Erdbeben zu rechnen ist. Abb. 1 zeigt ein Bild des Stadtkerns offenbar vor dem Beben. Im Vordergrund ist der Torre Latinoamericana zu sehen. Es ist dies ein 43 Stockwerke hoher Stahlskelettbau mit einer von den Aufsatzverfassern konstruierten Pfahlgründung. Er überstand das Beben unbeschädigt. Abb. 2 dagegen zeigt ein 6 Stockwerke hohes Bürogebäude aus Stahlbeton mit einer Flachgründung im Alter von 8 Jahren vollständig zerstört nach dem Beben. Die Decken der einzelnen Stockwerke liegen offensichtlich im Bild wie in einer Mappe direkt übereinander. Es sei hier vorausgeschickt, daß die Gegenüberstellung beider Bilder keine Schlußfolgerung auf die Bewertung von Stahlbau im Gegensatz zum Stahlbeton zuläßt,

überstellung beider Bilder keine Schlußfolgerung auf die Bewertung von Stahlbau im Gegensatz zum Stahlbeton zuläßt,



Abb. 1.



Abb. 2.

ndern daß die Unterschiede in der Fundamentausbildung das unterschiedliche Verhalten hervorrufen.

Insgesamt wurden 47 Gebäude nach dem Erdbeben untersucht, darunter alle Gebäude mit mehr als 6 Stockwerken in dem meisten betroffenen Gebiet. Eine Gegenüberstellung hinsichtlich der verschiedenen Ausführung des Oberbaues läßt wenig Gesetzmäßigkeit erkennen:

|                                                   | Nicht beschädigt | Beschädigt | Summe |
|---------------------------------------------------|------------------|------------|-------|
| Stahlskelettbauten mit Stahlbetondecken           | 4                | 6          | 10    |
| Stahlbetonrahmen, Decken und Wände                | 9                | 20         | 29    |
| Stahlbetonrahmen m. gemauerten Aussteifungswänden | 0                | 7          | 7     |
| Stahlblechdächer                                  | 0                | 1          | 1     |
| Summe                                             | 13               | 34         | 47    |

Dasselbe kann man etwa auch aus einer Eingruppierung der untersuchten Bauwerke nach ihrer Höhe folgern:

| Höhe               | Nicht beschädigt | Beschädigt | Summe |
|--------------------|------------------|------------|-------|
| 1 - 5 Stockwerke   | 0                | 6          | 6     |
| 6 - 10 Stockwerke  | 8                | 9          | 17    |
| 11 - 15 Stockwerke | 1                | 14         | 15    |
| 16 - 23 Stockwerke | 2                | 3          | 5     |
| 43 Stockwerke      | 1                | 0          | 1     |
| 18 Meter           | 0                | 1          | 1     |
| 24 Meter           | 0                | 1          | 1     |
| 40 Meter           | 0                | 1          | 1     |
| Summe              | 12               | 35         | 47    |

Aus der ersten Zusammenstellung ergibt sich wahrscheinlich die Bedeutung der Versteifungswände. In Erdbebengebieten sollten sie bei Stahlbetonkonstruktionen direkt mit den Rahmen verbunden werden und eine Diagonalbewehrung erhalten. Die wirkungsvollste Versteifung besteht in starken Diagonalen anstelle der Wände.

Im Gegensatz zu einem Bombentreffer beansprucht ein Erdbeben wohl immer alle Teile eines Bauwerks, wobei der Anstoß aber durch die Fundamente eingeleitet wird. Wahrscheinlich ist die Erschütterung des Bodens in der unmittelbaren Nähe der Oberfläche am größten und besteht zu einem großen Teil aus waagerechten, stoßweisen Bewegungen. Eine Untersuchung der 47 Gebäude hinsichtlich ihrer Fundamentierung hat deshalb sehr interessante Ergebnisse erbracht.

Der Untergrund bei allen Gebäuden war fast vollkommen derselbe. Bis auf 34 m Tiefe reicht eine Schicht aus vulkanischem, tonitartem Ton von sehr großem Wassergehalt. Darunter befindet sich eine 3 bis 9 m dicke Schicht von vulkanisch auskristallisiertem Sand. Eine zweite ähnliche Schicht befindet sich dann noch in einer Tiefe von etwa 54 m. Auch ohne Erdbeben befindet sich der Untergrund nicht in Ruhe. Zwischen der Erdoberfläche und der oberen Sandschicht tritt jährlich eine Setzung von etwa 15 cm ein. Diese obere Sandschicht ist jedoch auch unter dauernden Setzung unterworfen, so daß ein feststehender Bezugspunkt für Höhenmessungen eigentlich überhaupt nicht zur Verfügung steht. Die Fundamentierung kann in 5 Klassen eingeteilt werden.

Gründungen in der oberen Tonschicht.

1. Durchgehende Stahlbetonplatte direkt unter der Oberfläche.

2. Durchgehende Stahlbetonplatte in etwas größerer Tiefe, aber so, daß das Gewicht des Bodenaushubs dem Gewicht des darüber zu errichtenden Bauwerks entspricht. In diesem Fall scheint eine höhere zulässige Bodenbeanspruchung angesetzt sein.

3. Pfahlgründungen in der oberen Sandschicht. In Nähe der Oberfläche ist auch bei diesen immer eine durchgehende Stahlbetonplatte angeordnet.

4. Holzpfähle, jedoch nicht aus einem Stück, sondern mehrere Pfähle übereinander aufgestockt und verbunden. Diese Gründungsart wurde bereits vordem nicht mehr angewandt, weil die aufgestockten Pfähle oft nicht lotrecht heruntergebracht werden konnten.

4. Stahlbetonpfähle in fester Verbindung mit der oberen Stahlbetonplatte.

5. Stahlbetonpfähle, die durch Aussparungen durch die obere Stahlbetonplatte geführt werden. Die Stahlbetonplatte hängt dann an Traversen, die über den Pfählen liegen. Die Aufhängung der Stahlbetonplatte verfolgt den Zweck, die Setzung des Gebäudes der Setzung des Geländes anpassen zu können.

Eine Einteilung der Gebäude nach diesen Fundamentklassen zeigt folgendes Bild:

| Fundamenttype | Nicht beschädigt | Beschädigt | Summe |
|---------------|------------------|------------|-------|
| 1             | 2                | 5          | 7     |
| 2             | 0                | 8          | 8     |
| 3             | 3                | 12         | 15    |
| 4             | 6                | 0          | 6     |
| 5             | 1                | 9          | 10    |
| —             | 0                | 1          | 1     |
| Summe         | 12               | 35         | 47    |

Die Flachgründungen haben sich danach nicht bewährt. Am schlechtesten ist Typ 2, bei welchem die Bodenpressung offenbar größer war als bei Typ 1. Sehr gut bewährt hat sich der Typ 4, während der ähnliche Typ 5 sich sehr schlecht bewährt hat. Der Unterschied wird in der fehlenden Horizontalverbindung zwischen der Stahlbetonplatte und den lose durch diese hindurchgehenden Pfählen gesehen. An dieser Stelle treten große Zerstörungen auf, da beim Beben die Pfahlköpfe gegen die Fundamentplatte geschlagen wurden.

Die Autoren der u. a. Aufsätze — die Fachleute speziell für Fundamentierungen sind — legen auf die Ausbildung der Fundamente das Hauptgewicht zur Erzielung mehr oder weniger erdbebensicherer Bauwerke.

Für Pfahlgründungen schlagen sie vor, die Pfähle insgesamt nach drei Richtungen geneigt einzubringen (bei den o. g. Bauwerken offenbar nicht geschehen). Die obere Stahlbetonplatte, die mit den Pfahlköpfen fest verbunden ist, soll hierdurch in die Lage versetzt werden, waagerechten Stößen einen besseren Widerstand zu bieten. Hervorzuheben ist schließlich, daß die hier gemachten Erfahrungen sich nur auf eine einzige Baugrundbeschaffenheit beziehen.

[Nach J. H. Thornley, M. Asce, P. Albin, jr. und A. M. Asce: Mexico City's Earthquake Damage Examined, Civil Engineering, 27 (1957) Nr. 10 S. 76 und Earthquake resistant construction in Mexico City, Civil Engineering, 27 (1957) Nr. 11 S. 71.]

G. Grüning, Dresden

DK 627.213 : 627.215 : 627.3 (763)

## Louisianas neuer Seehafen am Mississippi, 360 km landeinwärts

In den Jahren 1954 bis 1956 ist bei Baton Rouge, der Hauptstadt von Louisiana, 360 km den Mississippi flussauf, ein neuer Seehafen erbaut worden. Bis hierhin sind beim Mittleren Niedrigwasser des Flusses Wassertiefen in der Schifffahrtsrinne von mindestens 10,65 m vorhanden; das bedeutet, daß Schiffe mit über 10 000 t Tragfähigkeit bis nach Baton Rouge gelangen können. Der erste Ausbau mit Kosten von 12,5 Mio Doll. des für das vierfache dieser Summe geplanten Hafens sieht Anlegemöglichkeiten sowohl für Fluß- als auch für Seeschiffe vor, und zwar sollen hauptsächlich große Mengen von Getreide, Melasse und Stückgut vom Flußschiff bzw. vom Schienen- oder Straßenfahrzeug auf das Seeschiff umgeschlagen oder gespeichert werden.

Die Anlagen bestehen im ersten Ausbau aus einem 412 m langen Kai, einem Schuppen von 190 m Länge und 61 m Breite, einem großen Getreideelevators mit den dazugehörigen Verladeeinrichtungen, Behältern für 30 000 m<sup>3</sup> Melasse, ferner aus Eisenbahngleisen, Ladestraßen usw. (Abb. 1). Anfang 1953 wurde die Seehafenverwaltung von Baton Rouge gegründet, die mehrere Firmen mit den ingenieurwirtschaftlichen Untersuchungen und mit der Aufstellung eines allgemeinen Planes betraute.

Es wurde zu Beginn dieser Arbeiten festgelegt, daß die zweckmäßigste Stelle auf der Westseite des Mississippi unmittelbar südlich der Stadt Port Allen gegenüber Baton Rouge ist. An dieser Stelle ist der Fluß 600 bis 750 m zwischen den

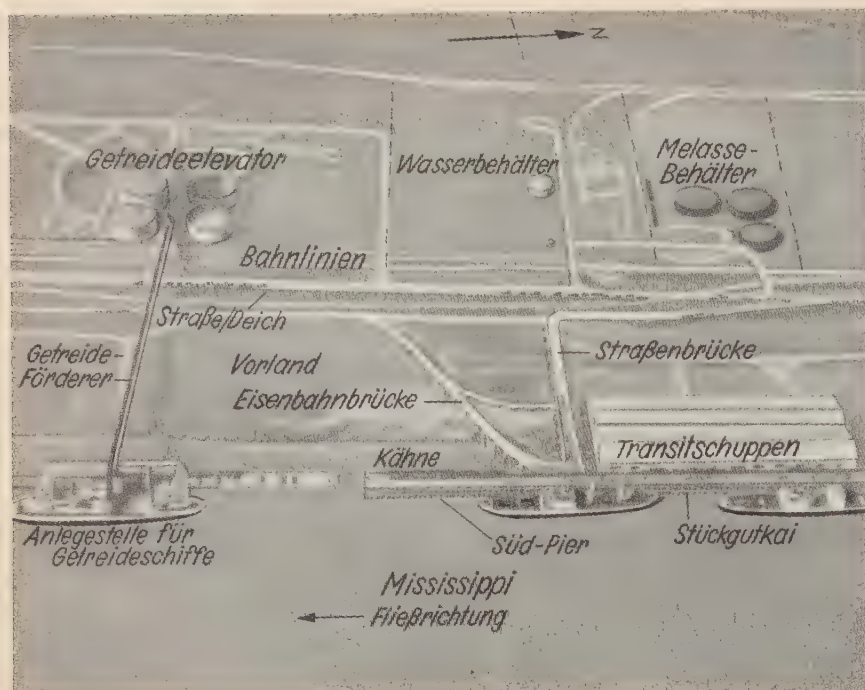


Abb. 1. Neuer Seehafen bei Baton Rouge am Mississippi, 360 km vom Golf von Mexico entfernt. Hier ist das Ende der 10,65 m tiefen Schifffahrtsrinne des Mississippi.

Deichen breit und bis 21 m bei Mittlerem Niedrigwasser tief, was etwa einer Höhe von + 0,76 m NN entspricht. Die Deichhöhe liegt hier auf + 15,2 m NN, während das Höchste Hochwasser + 14,2 m NN erreicht.

Diese Stelle wurde aus verschiedenen Gründen gewählt:

1. Die erforderliche Landfläche konnte hier als unentwickeltes Weideland verhältnismäßig billig erworben werden.
2. Die natürliche Schifffahrtsrinne des Flusses liegt am Westufer, das verhältnismäßig standfest ist.
3. Die Nähe des geplanten Stichkanals von dem großen Küstenkanal bei Indian Village nach Port Allen abzweigend bringt den Hafen in Verbindung mit diesem Kanal.
4. Drei von den vier von Baton Rouge abgehenden Hauptbahnlinien berühren beinahe diese Stelle.
5. Die Autobahnverbindungen sind gut und können noch weiter ausgebaut werden.
6. Die Schifffahrtsbedingungen für Fluß- und Seeschiffe sind ausgezeichnet und die große Ankerfläche des Hafens hat auch während der Niedrigwasserstände des Flusses noch genügend Wassertiefe.

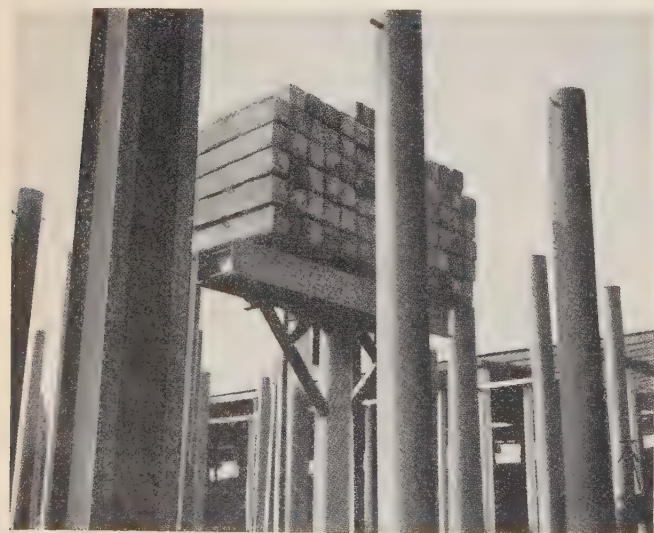


Abb. 2. Am Stückgutkai wird ein Pfahl versuchsweise mit 400 t belastet. Im Vordergrund ist ein aus einem I 91,5 cm und zwei I 76 cm zusammengesetzter Pfahl zu sehen. Die Rammen hatten eine maximale Schlagenergie von 4,3 tm.

Die Hafenverwaltung erwarb an der betreffenden Stelle 140 ha Land mit 1800 lfdm. Stromufer. Diese Fläche ist im Westen begrenzt durch eine wichtige Autostraße, im Norden durch die Stadt Port Allen, im Osten durch den Mississippi und im Süden durch die jetzt im Bau befindlichen Schleusen des Stichkanals Indian Village—Port Allen. Diese Lage wird den neuen Hafen zu einem bedeutenden Umschlagplatz des Binnenstraßenwasserverkehrs nach Norden bis zu den großen Seen, nach Osten bis nach Florida und im Westen bis an die mexikanische Grenze werden lassen. Mitte 1954 begann man mit den Bauten des Getreideumschlags. Ende 1955 waren alle übrigen Bauwerke des ersten Ausbaues des Hafens bereits fertig oder nahezu fertiggestellt.

Die Bohrungen für die Bauwerke wurden bis 37 m unter Mittleres Niedrigwasser geführt. Sie ergaben alluviale Ablagerungen ohne durchgehende Schichtenbildung. Verhältnismäßig dichte und unnachgiebige Linsen wechselten des öfteren mit weicheren und weniger dichten Bodenarten ab. Schlagsondenversuche zeigten starke Unterschiede der Bodenarten an. Am 6 m hohen und an der Sohle 60 m breiten Deich war das Rammen von Pfählen oder Spundwänden wegen Zerstörung der Dichtung untersagt. Die Strombauverwaltung verbot jeden größeren Einbau im Vorland des Flusses, das inner-



Abb. 3. Fendersystem 16,7 m hoch am südlichen Pier des Stückgutkais mit Greenheart-Balken als Reibehölzer.

halb der Deiche nur bei Hochwasser überflutet wird. Infolgedessen konnten dort Erddämme für Straßen und Eisenbahnen nicht erbaut werden. Statt dessen mußte man Stützen für Brückenbauwerke erstellen, die auf Stahlrohrrammpfählen von 61 bis 84 cm  $\phi$  und 38 bis 44 m Länge stehen.

Die Kaianlage hat infolge der großen Wasserstandsschwankungen des Mississippi Rekordhöhen. Die Kaioberkante muß auf + 16,0 m NN liegen, weil das Höchste Hochwasser eine Höhe von + 14,2 m NN erreicht. Mit einer Wassertiefe am Kai bei Mittlerem Niedrigwasser von 10,65 m (Hafensohle = - 9,89 m NN) beträgt die Höhe des Kais über Hafensohle  $H = 9,89 + 16,00 = 25,89$  m.

Der Kai war entworfen worden, um sowohl Seitenkräfte durch Schiffsstöße und Trossenzüge als auch Längskräfte, verursacht durch die Einwirkung der Strömung des Flusses, aufzunehmen, die bei höheren Wasserständen bis zu  $V = 2,06$  m/s auf Schiffe und Konstruktion erreicht. Es war notwendig, die Konstruktion verhältnismäßig offen zu erstellen, um den Durchgang von Treibholz zu ermöglichen. Zur Erreichung dieses Zieles mußte die Kaianlage ohne Schrägpfähle und Verschwertungen in der Unterkonstruktion gebaut werden. Lediglich die Nord- und Süd-Piers (Abb. 2) haben einige Ver-

wertungen erhalten. Dieses und die schweren Auflasten geben eine ungewöhnlich starke Unterkonstruktion. An der Fenderseite waren außerdem sehr hohe Fender von 16,7 m herzustellen.

Der Unterbau der Melasse- und Stückgutkaianlagen besteht hauptsächlich aus Rohrrammpfählen von 61 cm, 84 cm und 91,5 cm  $\phi$  und großen, aus dem Breitflansch-I-Trägern (I 91,5 cm und 2 I 76 cm) zusammengeschweißten Profilen. Die Pfähle haben Längen zwischen 39,7 m und 48,6 m. Sie wurden im Abstand von 7,6 m gerammt. Die Pfahlrostplatte besteht aus Stahlbeton zwischen I-Trägern.

Das Fendersystem ist durchlaufend und nachgiebig anordnet. Es besteht aus lotrechten Stahlträgern, die mit wagrechten verschweißt sind und zum Wasser hin einen Überholerschutz aus Greenheart-Balken tragen (Abb. 3). Rechteckige Gummiblöcke, die in drei verschiedenen Höhen zwischen

den Fendern und der äußeren Reihe Pfähle angebracht sind, sorgen für die notwendige Nachgiebigkeit.

Der 12,2 m breite Melasse- und Stückgutkai trägt zwei Geleise und einen Portalkran von 30 t Tragfähigkeit. Zwei Stege sind in den Höhen + 3,0 m NN und + 9,0 m NN zum Festmachen der Schiffe vorgesehen. Sie dienen ferner der Überwachung und Unterhaltung der Anlage. Der Transitschuppen besitzt eine lichte Höhe unter dem Stahldach von 6,1 m. An beiden Seiten des Schuppens sind Falttore angebracht. Die landseitigen Tore geben den Zugang zu einer Ladeplattform von 3,66 m Breite frei. Darüber ist ein Dach von 5,49 m Ausladung gespannt. Die Ladeplattform wird von zwei Geleisen bedient. — [Nach J. D. M. Luttmann-Johnson, M. Asce, Louisiana's new ocean-river port 225 miles from the Gulf, Civ. Eng. 28 (1958) S. 44—47.]

Dr. Ing. Fritz Orth, Berlin.

## Buchbesprechungen

DK 624.21.014.2 (022)

**Hawranek, Prof. Dr.-Ing. A. und Prof. Dr.-Ing. O. Steinhardt: Theorie und Berechnung der Stahlbrücken.** Nach dem hinterlassenen Manuskript von Prof. Dr.-Ing. Hawranek vollständig neu bearbeitet von Prof. Dr.-Ing. Steinhardt. XII u. 426 S., Gr. 17,5  $\times$  25,5 cm, mit 9 Abb. Berlin / Göttingen / Heidelberg: Springer 1958. Dln. 66,— DM.

Die Entwicklung im Stahlbrückenbau, die nach 1945 einen schnellen Übergang vom gegliederten Tragwerk zum Flächentragwerk sowie eine weitgehende Verwendung bis dahin kaum nützter torsionssteifer Tragglieder brachte, schuf nicht nur neue Konstruktionsformen, sondern erforderte auch neue Methoden für ihre Berechnung. Diese wurden in zahlreichen Arbeiten entwickelt, die in verschiedenen Fachzeitschriften zerstreut sind.

Es ist das Verdienst von Prof. Dr. Steinhardt, in dem Buch „Theorie und Berechnung der Stahlbrücken“ auf der Grundlage der Vorlesungsumdrucke von Prof. Dr. Hawranek erstmalig eine umfassende Darstellung der Berechnungsmethoden für die heute üblichen Stahltragwerke, vor allem auch der Flächentragwerke, zu geben.

Die Berechnung dieser Tragwerke erfordert viel umfangreichere Kenntnisse in der höheren Elastizitätslehre als die Berechnung der Stabtragwerke. In dem Buch sind daher eingehend in Kapitel I die notwendigen Grundlagen aus Festigkeitslehre und Elastizitätstheorie zusammengestellt.

In den Kapiteln II bis IV werden die Theorie der Platten (isotrop und orthotrop) und Trägerroste, sowie Stabilitätsprobleme (Knicken von Stäben, Beulen von Platten) behandelt.

Nach diesen allgemein theoretischen Betrachtungen wendet sich der Verfasser den Berechnungsmethoden der heute üblichen Konstruktionsformen zu, wobei er sich nahezu ausschließlich auf Straßenbrücken bezieht.

Kapitel V behandelt die Berechnung der Stahlfahrbahnen (orthotrope Platten) und der Betonfahrbahnen.

Kapitel VI beschäftigt sich mit der Berechnung der Vollwandträgerbrücken unter besonderer Berücksichtigung torsionssteifer Hohlquerschnitte.

Kapitel VII bringt einige ausgewählte Stabilitätsprobleme Fachwerkbrücken sowie die Berechnung von Nebenspannungen in Fachwerkstäben.

In den Kapiteln VIII und IX wird der heutige Stand der Berechnung von Bogen- und Hängebrücken zusammengefaßt, wobei auch die Berechnung der Spanngößen unter Berücksichtigung der Verformung des Tragwerkes behandelt ist. Die Eigenschwingungen von Hängebrücken und die Kriterien für aerodynamische Stabilität werden ausführlich besprochen.

Abschließend bringt Kapitel X eine Zusammenfassung des heutigen Standes der Berechnung von Verbundbrücken.

Wie aus dieser kurzen Inhaltsangabe bereits hervorgeht, ist das Buch einen vollständigen Querschnitt durch den Stand der Berechnung der heute üblichen Konstruktionsformen; es schneidet dabei eine Reihe von Problemen an, die zur Zeit noch in der Entwicklung sind. Daß es trotz der Fülle des Stoffes handlich und übersichtlich geblieben ist, verdankt es einer klugen Beschränkung des Verfassers auf die Darstellung der wesentlichen Gesichtspunkte. Wer sich mit Einzelfragen und mit Details näher beschäftigen will, der findet am Schlusse des Kapitels ein ausführliches Schrifttumverzeichnis.

Das Buch ist besonders auch deshalb wertvoll, weil es nicht nur eine Zusammenstellung der Berechnungsmethoden bringt, sondern diese auf ihre Verwendbarkeit in der Praxis des Ingenieurs kritisch bespricht. Dabei werden wichtige Hinweise gegeben, in welchen Fällen die sogenannte genaue Berechnung besser durch eine gute Näherungslösung ersetzt wird. Das Buch wird daher nicht nur für den Studierenden und den jungen Ingenieur, sondern auch für den Praktiker, der sich mit den neueren Methoden vertraut machen will, ein wertvoller Ratgeber sein.

W. Pelikan, Stuttgart.

DK 624.075.4 (023 : 082.1)

**Eid, Dr. sc. techn. A.: Ausbeulen trapezförmiger Platten.** Mitteilungen aus dem Institut für Baustatik Nr. 31. 96 S. Gr. 15,5  $\times$  22 cm. mit 51 Abb. Zürich: Verlag Leemann 1957. 10,— Sfr.

Mit der vorliegenden Veröffentlichung aus den Mitteilungen des Institutes für Baustatik an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich hat der Problemkreis der Beulung dünner Platten eine weitere Rundung erfahren. Neben der Vielzahl von geschlossenen Lösungen für die Fälle rechteckiger Platten bei verschiedenartigen Belastungsfunktionen und Randbedingungen steht nun auch ein zweckmäßig aufbereitetes Berechnungsverfahren für die im Stahlbau häufig auftretende trapezförmige Platte unter einer Druck- bzw. Druck- und Biegebungsbeanspruchung bei freier Randauflagerung zur Verfügung.

Die unmittelbare Integration der Plattendifferentialgleichung für den Zustand beginnenden Ausbeulens ist bekanntlich dann sehr erschwert, wenn die Spannungsverteilung des Grundzustandes nicht in einfacher geschlossener Form entwickelt werden kann. In Anbetracht der hier vorliegenden Randbedingungen erweisen sich daher Lösungsverfahren als zweckmäßig, bei welchen durch Einführung von Ersatzträgerscharen ein diskontinuierlicher Rechnungsgang gewählt wird. Werden bei dem häufig verwendeten Differenzenverfahren kleine Glieder höherer Ordnung vernachlässigt, so kann Verfasser mit der hier verwendeten Seilpolygongleichung in Erweiterung der Gedanken von Dubas, welcher auf diese Weise rechteckige Platten behandelte, das Grundproblem (Scheibe) und das Beulproblem (Platte) mit größerer Genauigkeit erfassen.

Dabei werden für zwei sich rechtwinklig kreuzende Scharen von Balken mittels der Übergangsbedingungen an den Knotenpunkten fiktive Teilbelastungen als Funktion der Durchbiegung entwickelt, welche die Unbekannten der Gleichungssysteme darstellen.

Da das Verfahren zur Lösung des Scheibenproblems demjenigen des Plattenproblems entspricht, kann die Airysche Spannungsfunktion, welche sich der Durchbiegung zuordnen läßt, mit Hilfe solcher fiktiver Belastungen ermittelt werden.

Mit den nunmehr bekannten Spannungsgrößen läßt sich das Beulproblem nach dem iterativen Verfahren von Engesser-Vianello verhältnismäßig leicht auflösen.

In der Arbeit wird für eine Platte mit einfach-symmetrischer Anordnung und konstanter Belastung bei einer Intervallteilung von 3 bzw. 8 Abschnitten das Verfahren zahlenmäßig durchgeführt und die Ergebnisse bei verschiedenen Seitenverhältnissen graphisch veranschaulicht.

Die Erweiterung auf andersartige Randbelastungen bildet dann keine grundsätzlichen Schwierigkeiten.

Prof. Bürgermeister, Dresden.

DK 624.21.012.45/.46 (022)

**Mörsch, Prof. Dr.-Ing. und Dr. sc. techn. e. h. E.: Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton.** Entwurf und Konstruktion, 6. neubearb. Aufl. VIII u. 488 S., Gr. 19 × 26 cm, mit 628 Abb. Stuttgart: Konrad Wittwer 1958. Gzln. 68,— DM.

Die 6. Auflage des Bandes Brückenbau stellt eine umfassende Neubearbeitung des Stoffes dar. Die Übersichtlichkeit und bewährte Gliederung der früheren Auflagen ist beibehalten, jedoch entspricht der Inhalt dem letzten Stand des Massivbrückenbaues.

Der stürmischen Entwicklung, die der Massivbrückenbau — angeregt durch die zahlreichen Brückenbauten der Autobahn und die Spannbetonbauweise und deren Anwendung bei der Wiederherstellung von durch Kriegseinwirkung zerstörten Brücken — erfahren hat, ist voll Rechnung getragen. Von älteren Brückenbauten sind nur solche dargestellt, die auch heute noch von Bedeutung sind; im übrigen sind die modernen Brücken in ihren besten Beispielen ausführlich beschrieben.

Text und Abbildungen sind von großer Klarheit; die planlichen Darstellungen zeichnen sich durch sorgfältige Herstellung aus. Besonders hervorzuheben ist die Objektivität, mit der das Werk allen bedeutenden Brückenbauten gerecht wird und so tatsächlich einen umfassenden Überblick über den Stand des Massivbrückenbaues gibt.

Auf die Wiedergabe von Berechnungsmethoden sowie auf die Beschreibung der zahlreichen Spannbetonsysteme wurde mit Recht verzichtet. Diese Gebiete sind in den verschiedenen Werken über die Statik der Brückentragwerke dargestellt bzw. in den Beschreibungen für die verschiedenen Spannbetonsysteme enthalten.

So bildet der vorliegende Band ein wertvolles Nachschlagewerk für die planenden Ingenieure, dessen Studium auch dem erfahrenen Brückenbauer viel Anregung bringen wird. Es kann daher bestens empfohlen werden.

A. Pucher, Graz.

DK 624.041.6 : 624.072 (022)

**Anger, Dr.-Ing. G.: Zehnteilige Einflußlinien.** Band II: Tabellen der Momente, Querkkräfte und Auflagerkräfte für durchlaufende Träger von zwei bis fünf Feldern. 7., erweiterte u. verbesserte Auflage. VIII u. 276 S., Gr. 8°, mit 42 Bildern. Berlin: W. Ernst & Sohn 1958. Brosch. 37,— DM, geb. 41,— DM.

Dieser II. Band des insgesamt 3 Bände umfassenden Werkes von Anger enthält in übersichtlicher Anordnung Tabellen zur Berechnung der maximalen Momente, Querkkräfte und Auflagerkräfte des an den Enden frei drehbar gelagerten, sowie des einseitig bzw. beidseitig eingespannten Durchlaufträgers mit konstantem Trägheitsmoment unter Streckenlasten.

Für feldweise konstante Belastung des Durchlaufträgers über 2 und 3 Felder und bei Vorhandensein gewisser Symmetrieeigenschaften des Durchlaufträgers über 4 und 5 Felder lassen sich die statischen Größen unmittelbar aus den Tabellen ablesen. Für beliebige Belastungen und beliebige Stützweitenverhältnisse sind Hilfswerte tabuliert, die ebenfalls eine einfache und rasche Berechnung ermöglichen.

Die Neuauflage wurde wesentlich erweitert und vervollständigt. Für den an den Enden gelenkig gelagerten Träger über 2 Felder, sowie für 3 und 4 Felder mit Symmetrie zur Mittelachse sind die Tabellen in Hundertstel-Intervalle unterteilt worden, so daß man in praktischen Fällen nicht mehr zu interpolieren braucht. Neu sind ebenfalls die Tabellen mit Zehntel-Intervall-Teilung des an den Enden frei drehbar gelagerten Durchlaufträgers mit 3 verschiedenen Stützweiten sowie die Hilfswerte des Trägers über 4 ungleiche Felder.

An einigen Beispielen wird die Handhabung der Tabellen ausführlich erläutert, insbesondere wenn mit Hilfswerten gearbeitet werden muß und ein Interpolieren zwischen verschiedenen Tabellen erforderlich sein sollte.

S. Krug, Berlin

DK 628.2 (024)

**Wenten, Dipl.-Ing. H.: Kanalisations-Handbuch.** 136 S., Gr. DIN A 5 mit 69 Abb. u. Tabellen, Köln-Braunsfeld: Verlagsges. Rudolf Müller 1958. Gzln. 11,20 DM.

Das Kanalisations-Handbuch stellt eine wertvolle Ergänzung der Literatur auf dem Gebiete der Siedlungsentwässerung dar, zumal geeignete Fachbücher nur in geringer Zahl vorhanden sind.

Der Verfasser bringt zunächst in straffer, gut gegliederter Form das Grundsätzliche über Art und Menge städtischer Abwässer und befaßt sich mit den Systemen und — besonders eingehend — den Baustoffen städtischer Entwässerungsnetze. Schließlich behandelt er die Aufstellung von Entwürfen sowie die Durchführung von Bau und Betrieb. Zahlreiche Tabellen und gut ausgewählte Abbildungen sowie ein Normenverzeichnis ergänzen den Text.

Auf Grund seiner langjährigen Tätigkeit in der Siedlungsentwässerung versteht es der Verfasser ausgezeichnet, die wesentlichen theoretischen und praktischen Erkenntnisse zu erfassen und in übersichtlicher Form darzustellen.

Aufbau und Inhalt machen das Kanalisations-Handbuch für Studium und Praxis besonders geeignet.

Prof. E. Gerlach, Berlin.

DK 51 (022) = 3

**Bronstein, I. N u. K. A. Semendjajew: Taschenbuch der Mathematik für Ingenieure und Studenten der Technischen Hochschulen.** (Übersetzung aus dem Russischen.) XII und 548 S., Gr. 13 × 18 cm, mit 427 Abb. Leipzig: B. G. Teubner Verlagsges. 1958. Geb. (in Plastikfolie) 22,50 DM.

Dieses Buch unterscheidet sich von dem in den üblichen Taschenbüchern enthaltenen mathematischen Teil durch seinen erweiterten Umfang. Dadurch haben die Verfasser Gelegenheit, nicht nur mathematische Formeln und Sätze mitzuteilen, sondern — sehr zum Vorteil des Lesers — zu diesen sehr instruktive Beispiele zu bringen. Zu Beginn des Werkes stehen Tabellen der elementaren und speziellen Funktionen, dann die graphischen Darstellungen der in den Vorlesungen und auch in der Praxis vorkommenden Kurven und Funktionen. Teil II umfaßt die Elementarmathematik mit Näherungswerten, Theorie des Rechenstabes, Algebra, Geometrie, Trigonometrie. Der dritte Teil ist der analytischen Geometrie und der Differentialgeometrie und der anschließende vierte Teil den Grundzügen der Analysis (Differential- und Integralrechnung und Differentialgleichungen) gewidmet. Den Abschluß bildet die Theorie der komplexen Zahlen und komplexen Funktionen, Vektorrechnung und Vektoranalysis, Fourier-Reihen, Variationsrechnung und Wahrscheinlichkeitsrechnung. Wie schon einleitend bemerkt wird das Lesen durch an allen notwendigen Stellen eingestreute Beispiele außerordentlich erleichtert, so daß das Werk sich nicht nur zum Nachschlagen für den in der Praxis stehenden Ingenieur, sondern auch für den sich auf ein Examen vorbereitenden Studenten sehr gut eignet. Neben diesen Beispielen finden sich aber auch überall Hinweise für allgemeine Anwendungen der gebrachten Sätze und Formeln, so u. a. in der Theorie der Differentialgleichungen, Vektoranalysis und Variationsrechnung mit Hinweisen auf die Theorie der physikalischen Felder (Strömungslehre, Wärmeleitung, Potentialtheorie, Ritzsches Verfahren usw.). Sicherlich wird dieses Buch Ingenieuren und Studenten bei ihrer Arbeit und ihrem Studium eine willkommene Hilfe bedeuten.

I. Szabó, Berlin.

DK 347.2 : 351.785 : 69 (023)

**Thiel, Landesverwaltungsgerichtspräsident Dr. jur. Fr.: Baurechtsammlung.** Band 3 (1957) XVI u. 352 S., Gr. 14,8 × 21 cm. Brosch. 25,— DM. — Band 4 (1957) XVI u. 408 S., Gr. 14,8 × 21 cm. Brosch. 28,— DM. — Band 6 (1958) XIV u. 254 S., Gr. 14,8 × 21 cm. Halbl. 21,— DM. Düsseldorf: Werner-Verlag.

Die jetzt vorliegenden weiteren drei Bände bilden die Fortsetzung dieser bekannten Baurechtsammlung, die sich in den wenigen Jahren ihres Erscheinens bereits zu einem wichtigen Nachschlagewerk entwickelt hat.

Wie bereits in der Besprechung der ersten Bände im Bauingenieur 31 (1956), H. 12 betont wurde, ist diese Sammlung nicht nur für den Juristen gedacht, sondern bringt auch in einer ganzen Reihe von Kapiteln dem Ingenieur und dem Architekten wichtige Anregungen und Auskünfte für seine tägliche Arbeit.

Da die Sammlung außerdem regelmäßig ergänzt wird, ist die Gewähr für eine laufende Unterrichtung über alle einschlägigen Fragen des Bau- und Bodenrechts sowie des Enteignungs- und Wegerechts gegeben. Auch die neuen Bände werden daher gern zur Hand genommen werden.

Dr.-Ing. S. Hasenjäger, Düsseldorf.

## Neuerscheinungen

**Grasshoff, Dr.-Ing., H.: Lehrheft des Cross-Verfahrens.** Eine mentare Einführung in die Momentenausgleichsmethode mit Berechnungsbeispielen für durchlaufende Balken u. einstöckige Rahmen. 32 S. mit 40 Abb., Gr. DIN A 4. Köln-Braunsfeld: Verlagsges. R. Müller 1958. Brosch. 7,20 DM.

**Forschungsberichte des Bundesministers für Wohnungsbau.** Hft 9: **Mörtel und Putz,** Untersuchungen u. Versuche, durchgeführt v. Prof. Dr.-Ing. Th. Kristen u. Reg.-Rat Dr.-Ing. R. Czech (Braunweig), Dr. F. Henkel (München), Ob.-Reg.-Rat Dr. K. Charisius (Berlin-Dahlem), Prof. Dr.-Ing. K. Gaede (Hannover). IV u. 116 S. mit 74 Abb. u. 82 Zahlentafeln, Gr. DIN A 4. Berlin: W. Ernst u. Sohn 1958. Brosch. 15,— DM.

**Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen,** herausgeg. von Dr. Goerner, Neue Folge, Heft 26: **Blaschke, Dr.-Ing. W.: Die Fahrt an Anschlußstellen, ein aktuelles Problem der Autobahn-ssierung.** 46 S. mit 14 Abb. u. 24 Tab., Gr. DIN A 4, 1958. Brosch. 12,— DM.

Heft 33: **Feuchtinger, Prof. Dr.-Ing. habil. Max-Erich: Verkehrs-ersuchung Schnellstraßensystem Bielefeld.** 72 S. mit 19 Abb. u. Planbildern, Gr. DIN A 4, 1958. Brosch. 12,— DM.

Heft 34: **Köhler, Dr. W.: Die Beleuchtung von Schnellverkehrs-ßen.** 44 S. mit zahlr. Abb., Gr. DIN A 4, 1958. Brosch. 12,— DM. Bielefeld: Kirschbaum-Verlag.

### Prof. Dr.-Ing. K. Schaechterle 80 Jahre

Am 28. Januar 1959 vollendet Herr Professor Dr.-Ing. Schaechterle, Ministerialdirigent im Ruhestand, sein Lebensjahr. Im „Bauingenieur“ (1939) ist Sch. anlässlich der Vollendung seines 60. Lebensjahres gewürdigt worden.

Wir wünschen dem hochverdienten Jubilar einen glücklichen, gesunden Lebensabend.

### Dr.-Ing. Günther Werner-Ehrenfeucht 70 Jahre alt

Am 12. Januar vollendet in selten körperlicher und geistiger Frische der persönlich haftende Gesellschafter der Firma Polensky & Zöllner, Herr Dr.-Ing. Günther Werner-Ehrenfeucht, sein 70. Lebensjahr.

Geboren in Ostpreußen, Kriegsdienst im ersten Weltkrieg als aktiver Offizier, Studium als Bauingenieur an der Technischen Hochschule Berlin, Diplom-Hauptprüfung dortselbst 1921, Regierungsbaumeisterprüfung bei der Eisenbahnverwaltung 1922, Dr.-Ing. 1924 mit einer Dissertation aus dem Gebiete des Stollenbaues; von Anfang an der Unternehmertätigkeit seit 1922 bei der Bauunternehmung Polensky & Zöllner, 1924 Leiter der Zweigniederlassung Berlin, Einzelprokurist 1929 und persönlich haftender Gesellschafter seit 1939.



Das sind die kurzen Daten seiner erfolgreichen beruflichen Laufbahn.

In den bald 50 Jahren dieser vielseitigen Arbeit entstanden unter seiner Leitung zahllose Ingenieurbauten hervorragender Bedeutung. Erwähnt seien nur beispielhaft: schwierige U-Bahn-Tunnel in Berlin, 15 000 000 cbm Erdbewegung am Mittellandkanal, Binnenhafenanlagen in Magdeburg und Belgrad, Seebauten in Wilhelmshaven, Dünkirchen und an der Garonne, Mitarbeit an den Talsperren Hohenwarte und Heide Taern, zahlreiche Lose für die Reichsautobahnen, Bau von Flugplätzen und auch in neuester Zeit wiederum Auslandsaufträgen, vornehmlich im Irak.

Sein besonderes Interesse galt, getragen durch seine Vorliebe für baumaschinelle Vorgänge, den wechselseitigen Aufgaben, wirtschaftlich und mit einer möglichst hohen Mechanisierung schwere Lasten einzubauen und große Massen zu lösen und zu bewegen. So entwickelte er eine fahrbare Eisenbahnkrananlage, die den Eisenbahnoberbau in kurzen Betriebspausen auswechseln zu können; der Naßbaggerei hat er durch neuartige Saug- und Förderpumpen sowie durch ein spezielles Spülkippsystem

**Poulsen, Civ.-Eng., E.: Preparation of Samples for Microscopic Investigation.** Progress Report, Series M, Nr. 1, 46 S. mit 26 Abb. (Fotodruck), Gr. DIN A 4.

**Christensen, Civ.-Eng., K. E. Haulund: Evaluation of Alkali Reactions in Concrete by the Chemical Test.** Progress Report, Series H, Nr. 1, 58 S. mit 8 Abb. und zahlr. Tabellen (Fotodruck), Gr. DIN A 4. — Beide Veröffentlichungen herausgeg. von The Danish National Institute of Building Research and the Academy of Technical Sciences. Committee on Alkali Reactions in Concrete. Kopenhagen 1958. Jede Veröffentlichung brosch. 12,—Dkr.

**Schlussbericht vom 3. Internationalen Spannbetontkongress.** Im Laufe dieses Jahres erscheint in zwei Bänden der Vor- und Schlussbericht vom 3. Internationalen Spannbetontkongress 1958: **Band I** wird die vor dem Kongress eingereichten Beiträge und Generalberichte enthalten; **Band II** die beim Kongress selbst verlesenen Diskussionsbeiträge und die Zusammenfassungen der Generalberichte. — Die behandelten Themen waren: 1. Entwicklung der Entwurfsverfahren; 2. Fortschritte der Spannbetontechnik auf der Baustelle; 3. Fortschritte in der Herstellung und Anwendung von Spannbetonfertigteilen. — Alle Beiträge erscheinen in der Kongresssprache, in der sie abgefaßt bzw. vorgetragen wurden, die Generalberichte in allen vier Sprachen. Beide Bände zusammen werden kosten: Bei Bestellung über den Deutschen Beton-Verein, Wiesbaden, Postfach 543, bis zum 28. 2. 1959 98,— DM, später 120,— DM. — Teilnehmer am Kongress erhalten Band II nach Erscheinen kostenlos zugestellt (Band I besitzen sie bereits in Form der Vorberichte).

## Verschiedenes

verfahren gedient und auch für den Tunnelbau hat er neue Vortriebsmaschinen entworfen.

Über einen Teil seiner Arbeit hat er u. a. in den Jahrbüchern der Hafenbautechnischen Gesellschaft berichtet.

So steht ein durch seine betont liebenswürdige und verträgliche Art besonders geschätzter Unternehmer noch mitten in dem großen Arbeitsfeld seiner Firma.

Seine vielen Freunde und Kollegen werden ihm an seinem Ehrentage von Herzen wünschen, daß er nicht nur diese seine Arbeit noch viele Jahre fortsetzen, sondern auch gleichzeitig einen noch lang währenden und glücklichen Lebensabend im Kreise seiner noch jungen Familie finden möge.

H. Minetti, Wiesbaden.

### Professor Walther Kucharski gestorben

Am 11. November 1958 verstarb im 72. Lebensjahre der emeritierte ordentliche Professor für Mechanik an der Technischen Universität Berlin, Walther Kucharski. In Friedrichshof (Ostpreußen) geboren, besuchte er das humanistische Gymnasium in Königsberg bis zur Primareife und absolvierte in den Jahren 1906—1908 die „Königliche Höhere Maschinenbauschule“ in Stettin. Seine praktische Tätigkeit begann im Jahre 1908 bei den Vulkan-Werken in Stettin, und er blieb hier bzw. bei der gleichen Firma in Hamburg bis 1918 in immer höher steigenden Positionen. Bis zu seiner Berufung im Jahre 1931 an die Technische Hochschule Berlin-Charlottenburg war Kucharski als Chefkonstrukteur und technischer Direktor bei verschiedenen Firmen des Schiffs- und Maschinenbaues im In- und Auslande tätig. Schon allein die Tatsache, daß er ohne eine „akademische Ausbildung“ in der Praxis die höchsten und verantwortlichsten Posten bekleidet hatte, noch mehr aber seine Berufung als ordentlicher Professor der Mechanik, legen ein Zeugnis davon ab, welche ungewöhnliche Persönlichkeit Kucharski gewesen ist.

Zur Zeit seiner Berufung nach Berlin war Kucharski als erfolgreicher Konstrukteur in der Praxis bekannt, aber auch in wissenschaftlichen Kreisen hatte er sich durch seine Publikationen, insbesondere durch seine für die gesamte Turbinentheorie bahnbrechende Arbeit „Strömungen einer reibungsfreien Flüssigkeit bei Rotation fester Körper“ einen Namen gemacht, so daß seine Ernennung zum ordentlichen Professor auch bei dem großen Theoretiker der Mechanik in Berlin, Hamel, völlige Billigung fand. Nach Beginn seines Wirkens in Berlin entfaltete Kucharski eine rege wissenschaftliche Tätigkeit und seine Arbeiten aus diesen Jahren wie „Der Beitrag zur Theorie des Gehörganges des menschlichen Ohres“, „Fortpflanzung von Unstetigkeitsflächen“ zeugen nicht nur von mechanischer Intuition, sondern auch von einem bei seinem Bildungsgang kaum faßbaren mathematischen Können. Kucharski kam aus der Praxis an eine Hochschule, aber daß man in ihm einen großen Gelehrten gefunden hatte, das beweisen seine späteren Arbeiten, denen niemals das Zweckbedingte, d. h. das auf die Praxis Gerichete zugrunde lag, sondern die schöpferische Freude an Problemstellung und mathematischer Lösung. So sei erinnert an seine



Die „Stabschlaffheit“ sei definiert durch

$$t_{rs} = \frac{J_0 l_{rs}}{J_c^s l_0} \quad (2.02)$$

„Biegsamkeitszahlen“ der Stabenden:

$$a_{rs} = [\alpha_{rs} \cdot z]_{M_r=1} \quad \text{und} \quad b_{sr} = [\beta_{sr} \cdot z]_{M_r=1} \quad (2.03)$$

der Zuhilfenahme von (2.02) werden

$$\left. \begin{aligned} a_{rs} &= 3 \bar{\alpha}_{rs} \cdot t_{rs} \\ b_{sr} &= 3 \bar{\beta}_{sr} \cdot t_{rs} \end{aligned} \right\} \quad (2.03a)$$

erner diene zur Abkürzung  $d_s = a_{sr} + a_{st}$  und  $S_{rs} = 6 \frac{a_{rs}^0}{l_{rs}}$

(Querbelastrung des Feldes ( $r, k$ )).

Die Gleichung (2.1) läßt sich damit wie folgt darstellen:

$$2 b_{sr} M_r + 2 d_s M_s + 2 b_{st} M_t + S_{sr} t_{sr} + S_{st} t_{st} = 0.$$

Mit den „Beitragszahlen“

$$\left. \begin{aligned} c_{sr} &= -\frac{b_{sr}}{d_s} \quad \text{und} \quad c_{st} = -\frac{b_{st}}{d_s} \\ c'_{sr} &= -\frac{t_{rs}}{2 d_s} \quad \text{und} \quad c'_{st} = -\frac{t_{st}}{2 d_s} \end{aligned} \right\} \quad (2.04)$$

dem Lastglied

$$L_s = c'_{sr} S_{sr} + c'_{st} S_{st} \quad (2.05)$$

tet der Operator wieder ähnlich wie (5):

$$M_s = L_s + c_{sr} M_r + c_{st} M_t. \quad (2.06)$$

Eine Konvergenzbeschleunigung wird erreicht, wenn man erste Näherung  $M_i = 0,7 L_i$  für jede zweite Stütze nimmt

und die dazwischenliegenden Stützmomente mittels (2.06) be-

chnet. Eine Stützensenkung wird bekanntlich wie ein Lastfall be-

$$W_s = -\frac{6 E J_0 (\psi_{sr} - \psi_{st})}{2 l_0 d_s} = -z \frac{\Delta \psi_s}{d_s}. \quad (2.07)$$

enso kann der Temperatureinfluß  $\Delta t = t_0 - t_u$  bei Annahme

stanter Querschnittshöhe  $h_{ik}$  je Feld ( $i, k$ ) und gleichem  $E$

er alle Felder als Lastfall gerechnet werden.

$$a_{rs}^{\Delta t} = \frac{E J_c^s \omega \cdot \Delta t_{rs} \cdot l_{rs}}{2 h_{rs}}, \quad (2.08)$$

$$\text{mit } S_{rs}^{\Delta t} = 6 \frac{a_{rs}^{\Delta t}}{l_{rs}} \text{ an Stelle von } L_s$$

$$L_s^{\Delta t} = c'_{sr} S_{rs}^{\Delta t} + c'_{st} S_{st}^{\Delta t} \quad (2.09)$$

t. Laut Ziff. 1 Gleichung (5) bzw. Ziff. 2 Gleichung (2.06) kann

$$n \text{ daher allgemeiner ansprechen:} \quad M_s = (L_s + L_s^{\Delta t} + W_s) + c_{sr} M_r + c_{st} M_t. \quad (2.06a)$$

### 2.3 Berücksichtigung von Normalkräften

Wenn man an dieser Stelle von der Behandlung von Sta-

tätsaufgaben absieht, so soll doch der Einfluß der Normal-

ft berücksichtigt werden.

sei:  $\varepsilon_{ik} = l_{ik} \sqrt{N_{ik}/E J_{ik}}$  (2.10)

$$\text{in wird wie bekannt} \quad a'_{ik} = \bar{a}_{ik} \left[ \frac{3}{\varepsilon_{ik}^2} \left( 1 - \frac{\varepsilon_{ik}}{\text{tg } \varepsilon_{ik}} \right) \right], \quad (2.11)$$

$$\beta'_{ik} = \bar{\beta}_{ik} \left[ \frac{6}{\varepsilon_{ik}^2} \left( \frac{\varepsilon_{ik}^2}{\sin \varepsilon_{ik}} - 1 \right) \right]. \quad (2.12)$$

Schwieriger ist es nun, die Stabbelastungsglieder allgemein

$$\text{zugeben. Grundsätzlich ergeben sich diese jedoch aus der} \quad E J_c^{ik} \omega'' + M \pm N_{ik} \omega + E J_c^{ik} \frac{\omega \Delta t_{ik}}{h_{ik}} = 0, \quad (2.13)$$

bei für das dritte Glied (+) bei Druck und (−) bei Zug

$$\text{setzen ist. Für Gleichlast bekommt man z. B.} \quad a'_{ik} = \bar{a}_{ik} \left[ \frac{12}{\varepsilon_{ik}^2} \left( \frac{\text{tg } \frac{\varepsilon}{2}}{\frac{\varepsilon}{2}} - 1 \right) \right]. \quad (2.14)$$

In Gleichung (2.01) müßten die  $a'_{ik}$ ;  $\bar{a}_{ik}^0$  und  $\bar{\beta}'_{ik}$  an Stelle

in  $\bar{a}_{ik}$ ,  $\bar{a}_{ik}^0$  und  $\bar{\beta}'_{ik}$  gesetzt werden. Entsprechend müßte bei

(2.03a) usw. verfahren werden.

## 2.4 Praktische Anwendung

Die Stabfestwerte  $\alpha_{ik}$  und  $\beta_{ik}$  und die Stabbelastungs-

glieder  $\alpha_{ik}^0$  hat unter anderem Guldán tabelliert. Man findet

dort die Werte unter Berücksichtigung der gebräuchlichen

Voutenformen.

Bei Auftreten von Normalkräften sind sowohl die Stabfest-

werte als auch die Stabbelastungsglieder Funktionen von  $\varepsilon$ .

Tabellen sind nach Lundquist von Sattler und Chwalla aus-

gearbeitet worden<sup>2</sup>.

Erfolgt die Berechnung mittels Elektronenrechner, so wer-

den die Stabfestwerte und die Stabbelastungsglieder durch nu-

merische Integration bestimmt.

## 3. Zusammenfassung

Ähnlich wie für den unter Ziff. 1 behandelten Sonderfall

der Dreimomentengleichung kann, wie unter Ziff. 2 zu zeigen

versucht worden ist, grundsätzlich für jeden beliebigen Durch-

laufräger das Iterationsverfahren verwendet werden. Das

Gleichbleiben des Operators für beliebige Verhältnisse, wobei

die Elemente des Verfahrens am statisch bestimmten Grund-

system ermittelt werden können, und ein fehlersicheres Arbeiten

bei rascher Konvergenz sind u. a. die Vorzüge der beschrie-

benen Methode.

## Literatur

1. H. Craemer, Verbessertes Iterationsverfahren für durchlau-

fende Balken, Bauingenieur 33 (1958) S. 336—338.

2. R. Guldán, Rahmentragwerke u. Durchlaufräger, 4. Aufl.

Wien: Springer 1949.

3. E. Chwalla, Hilfsmittel für Stabilitätsnachweise, Vortrag an

der TH München am 18. 7. 1957. K. Moser.

## Erwiderung

Es war mir von vorherein klar, daß bei meinem Aufsatz

verschiedene Erweiterungen möglich sind. Ich danke daher

Herrn Moser für seinen Beitrag. H. Craemer

## Zuschrift

zu dem Beitrag Cicin: Die Fischbauchklappe und verwandte

Wehrsysteme, Bauingenieur 33 (1958), S. 367 und S. 425.

In Abb. 9 des genannten Aufsatzes, die offenbar aus

H. Press, Stauanlagen und Wasserkraftwerke, 2. Teil, Berlin

1954, S. 149, übernommen ist, wird die dynamische Wasser-

druckkraft  $W$  als Summe der Teildruckkräfte  $W_6$  bis  $W_{14}$  ge-

wonnen. Dies ist näherungsweise richtig, wenn man sich die

gekrümmte Klappenfläche aus ebenen Streifen polygonmäßig

zusammengesetzt denkt und die Teildruckkräfte aus dem senk-

recht zum jeweiligen Streifen aufgetragenen dynamischen Druck

ermittelt. Die gewählte Darstellung des dynamischen Druckes

führt jedoch zu einem häufig anzutreffenden Fehler, daß näm-

lich die gesamte Fläche unterhalb der dynamischen Drucklinie

als Druckfläche angesehen und zur Berechnung der Druck-

kräfte ausplanimetriert wird. Um diesem Irrtum vorzubeugen,

empfiehlt es sich, den Wasserdruck bei einfach gekrümmten

Flächen gemäß P. Böss in F. Schleicher, Taschenbuch für

Bauingenieure, 2. Aufl. Berlin 1955, S. 514 u. 572 in Horizontal-

und Vertikalkomponenten zu zerlegen. Im übrigen sei hier auf

die Dr.-Ing.-Dissertation von W. Langer „Bestimmung der

dynamischen Auflasten und Drehmomente an Stauklappen bei

veränderlichen Klappenradialen und Vorradien“ (TH Karlsruhe

1952) verwiesen, die zur theoretischen Ermittlung der dyna-

mischen Belastung von Wehrklappen wiederholt mit Erfolg an-

gewendet wurde. E. Naudascher, Karlsruhe.

## Erwiderung

Die Abbildung 9 in meinem Aufsatz ist, wie die in der Zu-

schrift erwähnte Abbildung im Buch des Herrn Prof. Press,

von der MAN zur Verfügung gestellt worden.

Die aufgetragenen spezifischen Drücke stammen aus Piezo-

metermessungen und die daraus sich ergebenden Teilkräfte

sind auf ausreichend schmalen Streifen der Klappenoberfläche

bezogen. Sofern Sogbereiche bei einer bestimmten Klappen-

neigung auftreten, d. h. Drücke unterhalb des Atmosphären-

druckes, sind sie mit entgegengesetztem Vorzeichen im Krafteck

und Seileck einzuführen. Bei vorzeichenrichtiger Auftragung

dieser Teilkräfte können sich in bezug auf Größe und Lage

des auf die Klappe wirkenden resultierenden Wasserdruckes

keine Fehler ergeben. Die von der Verbindungslinie der ein-

zelnen Piezometermessungen und von der Querschnittslinie der

Klappe eingeschlossene Fläche darf selbstverständlich in keinem

Falle, somit auch nicht beim Fehlen von Sogbereichen, plani-

metriert werden. P. Cicin, Wien.

<sup>2</sup> Es existieren hierfür Umdrucke des Lehrstuhls für Stahlbau

(Prof. Sattler)-TU Berlin-Charlottenburg und der Lehrkanzel für

Baustatik (Prof. Chwalla) TH Graz.

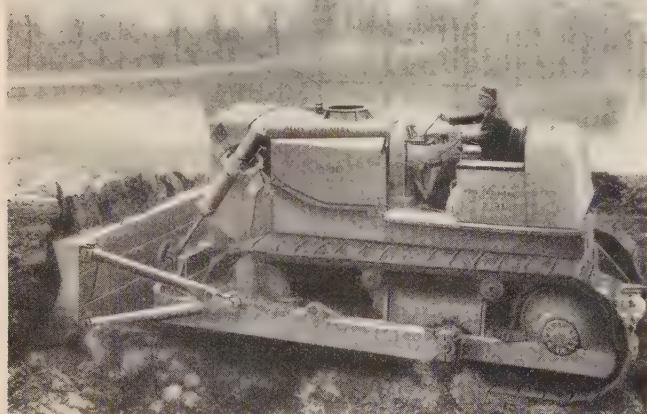
## Mitteilungen aus der Industrie

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen und Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 50 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl behält sich die Redaktion vor.

### Planiertrauen mit Gasturbinenantrieb

Einige schwere Planiertrauen, von hochtourigen Gasturbinen angetrieben, laufen z. Z. bei *Allis-Chalmers* im Versuch. Bei diesen Trauen soll eine Boeing-Gasturbine den herkömmlichen Dieselmotor unter der Kühlerhaube ersetzen. Die ersten Schritte dieser Versuchsreihe wurden bereits vor einigen Jahren eingeleitet, seitdem haben ausgedehnte Erprobungen mit verschiedenen Turbinen stattgefunden, um die Brauchbarkeit dieser Motoren als Antriebsquelle für Erdbewegungsgeräte zu prüfen.

Die verwendeten Gasturbinen machen ein normales Schaltgetriebe überflüssig, weil die Kraftübertragung stufenlos und ohne jeden



Schaltvorgang erfolgt. Das bringt im täglichen Arbeitseinsatz besondere Vorteile, die sonst nur Maschinen mit hydr. Drehmomentwandlern besitzen. Bemerkenswert ist dabei z. B., daß die PS-Leistung der Turbinen genau der Leistung der bei den *Allis-Chalmers*-Trauen HD-21 eingebauten Dieselmotoren entspricht, also 256 PS.

Auch das äußere Bild der Versuchstraue unterscheidet sich nur wenig von den normalen Typen. Da die heißen Abgase jedoch einen größeren Austrittsquerschnitt als bei Dieselmotoren benötigen und unbedingt belästigungsfrei abgeleitet werden müssen, befindet sich auf dem Kühler eine auffallend breite Austrittsöffnung. Das Geräusch der Versuchsgeräte soll übrigens nicht lauter sein als bei üblichen Dieselmotoren, wenn auch der Klangcharakter ein vollkommen anderer ist.

### Die Continental Gummi-Werke A.G.

brachte gegen Jahresende unter dem Titel *Continental gestern und heute* einen interessanten Bildband für ihre über 21 000 Belegschaftsmitglieder heraus, der einen eindrucksvollen Rückblick auf die Entwicklung des Unternehmens seit den Katastrophentagen des Jahres 1945 gibt und speziell über den in den 10 Jahren seit der Währungsreform durchgeführten Aufbau sowie den im Zuge der Rationalisierung erreichten hohen Leistungsstand und die Ausweitung der Produktion unterrichtet.

Der graphisch modern gestaltete Bildband bringt u. a. Gegenüberstellungen der zerstörten und wieder aufgebauten Fabrikgebäude, frühere und heutige Produktionsmethoden und -anlagen sowie Vergleiche über den Altersaufbau und die Lohn- und Preisentwicklung.

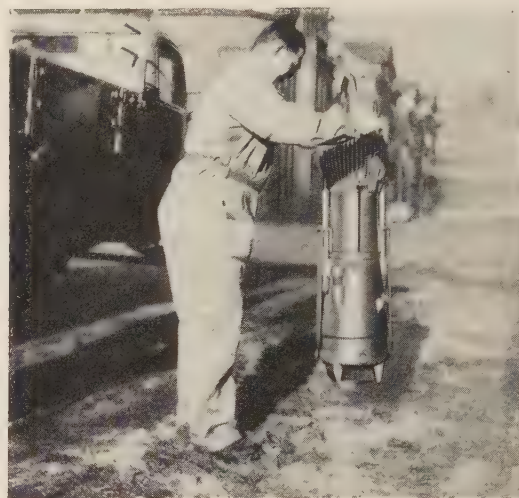
Wie die *Continental* mitteilt, stellt sie jetzt den bisher größten in Deutschland konstruierten Reifen her. Das Gewicht des 1,62 m hohen Riesen-Luftreifens beträgt 285 kg, der Reifenunterbau ist aus 20 Lagen gewickelt, Tragkraft beim Einsatz an stehenden Kränen und Baggerfahrzeugen bis zu 15 t bei einem Luftdruck von 6 atü. Auf der Straße kann dieser Reifen bei 50 km/h-Geschwindigkeit und einem Luftdruck von 4,25 atü mit 7275 kg belastet werden.

### Hanomag K 60

Wie die *Rheinstahl Hanomag A.G.* mitteilt, lief Ende Dezember der 2000. Hanomag-Kettenschlepper K 60 vom Band, eine beachtliche Leistung in 19 Monaten seit Beginn der Serienproduktion. Dieser Erfolg wird dem leistungsstarken Zweitakt-Dieselmotor, der robusten Konstruktion und der Wirtschaftlichkeit der Raue zugeschrieben. Die Drehmomentencharakteristik des Motors ist speziell auf den Raupeneinsatz zugeschnitten. Das maximale Drehmoment wird bereits bei 50 % der Vollstdrehzahl erreicht.

### Beseitigung von Eis- und Schneekrusten

Zur Beseitigung von Eis- und Schneekrusten, die den Verkehr auf Autobahnen usw. behindern, bringt die *Delmag-Maschinenfabrik* einen Eiskrustenmeißel heraus. Mit dieser Meißleinrichtung, die als Anbauteil am 100 kg *Delmag*-Stampfer mit wenigen Handgriffen anzubringen ist, können Eisschichten und vereiste Schneekrusten von 5 bis 20 cm mit einem Übergang aufgebrochen bzw. zertrümmert werden, ohne die Straßendecke dabei zu beschädigen. Bei Eisschichten ab 20 cm Stärke muß evtl. ein zweiter Übergang erfolgen, soweit eine völlige Zertrümmerung gewünscht wird.



Vergleiche bei Aufbrucharbeiten ergaben, daß der *Delmag*-Handstampfer mit Eiskrustenmeißel die gleiche Leistung wie 5 Arbeiter mit Spitzhacken erzielte.

### Die Verwendung des Sillan-Trittschallrechenstabes beim Bau von Wohn- und Geschäftshäusern

Umfangreiche Rechenoperationen bezüglich des notwendigen Trittschallschutzes von Decken — bei Verwendung von Mineralfaserplatten oder Filzen — werden durch obigen Rechenstab vermieden. Bei vorgegebenen Rohdeckenausführungen und gewünschten Trittschallverhalten der fertigen Decken kann mit diesem Rechenstab sofort festgestellt werden, ob die geplanten oder ausgeführten Estriche ausreichenden Trittschallschutz gewährleisten, bzw. es können auf diese Weise schnell die erforderlichen Dicken der Dämmschichten — des schwimmenden Estrichs — ermittelt werden. Man kann hierbei folgende Werte ablesen:

1. Die Trittschallpegelkurven der üblichen Rohdeckensysteme
2. Die Verbesserungswerte von Estrichen auf Sillan-Dämmschichten
3. Das Trittschallschutzmaß der Fertigdecken in dB (Dezibel)
4. Die Normtrittlautstärke der Fertigdecken in Phon.

Interessierten Baufachleuten wird der Rechenstab gegen eine Schutzgebühr von DM 8,00 von der *Grünzweig & Hartmann A.G.* in Ludwigshafen/Rhein, Humboldtstraße 1—47, zur Verfügung gestellt.

### Spezial-Zeichenstift für Kunststoff-Folien

Für Zeichenarbeiten auf Kunststoff-Zeichenfolien mit matten Oberflächen bringt die *J. S. Staedtler-Bleistift-Fabrik*, Nürnberg, ein Spezialzeichenstift „Mars-Lumograph-Duralar“ heraus, dessen Kunststoff-Mine ganz speziell zum Arbeiten auf Kunststoff-Folien entwickelt wurde und deshalb den besonderen Anforderungen dieses Materials gerecht wird. Die Gleitfähigkeit der Duralar-Mine ist so eingestellt, daß sie eine präzise tiefschwarze und glanzlose Linienführung auf der Folie gewährleistet. — Die Lichtpausfähigkeit ist die gleiche wie bei Tuschezeichnungen, die Striche sind wischfest, aber doch gut radierbar und lassen sich mit benzol- oder gasolinfeuchtem Wischer mühelos gänzlich entfernen.

## Umschau

### Direktor Dipl.-Ing. Ferck 60 Jahre

Am 1. Januar 1959 hat Herr Direktor Dipl.-Ing. *Walter Ferck*, Leiter der Niederlassung Hamburg der Firma Polensky & Zöllner, seinen 60. Geburtstag feiern können. Direktor *Ferck* studierte an der technischen Hochschule in Darmstadt in den Jahren 1919—1922. Nach Abschluß seines Diplom-Examins im Jahre 1922 war er 6 Jahre bei der Firma Saar-Land-Bau A.G. in Saarbrücken tätig. Der größte Abschnitt seiner Berufstätigkeit erfolgte bei der Firma Habermann Guckes in Hamburg als Niederlassungsleiter. Am 15. 12. 1952 trat er *Ferck* in die Firma Polensky & Zöllner, Hamburg, als Leiter der dortigen Niederlassung ein.

Während seiner 36jährigen Berufstätigkeit hat Direktor *Ferck* viele große Bauvorhaben durchgeführt. Zu erwähnen sind aus der letzten Zeit seine Mitarbeit bei dem Bau des Flughafens Bitburg, dem Bau von Wehr und Kraftwerk Langwedel, beim Kraftwerk Eestacht und bei der serienmäßigen Herstellung von Schulbauten Fertigungsbauweise in Hamburg.

Viele Freunde aus der Bauwirtschaft und den bauauftraggebenden Behörden haben ihre Glückwünsche Herrn Direktor *Ferck* ausgesprochen. Mögen ihm auch weiterhin seine Frische und Gesundheit erhalten bleiben.

### Oberregierungsrat a. D. F. Hesselberger †

Am 5. Dezember 1958 starb in München nach langem schwerem Leiden das ehemalige Vorstands- und spätere Aufsichtsratsmitglied der Rhein-Main-Donau Aktiengesellschaft, Herr Oberregierungsrat a. D. Direktor *Franz Hesselberger*; er hat der Gesellschaft seit ihrer Gründung im Jahr 1921 angehört. Zuerst als Referent für Donau- und Mainausbau und dann als technisches Vorstandsmitglied tat sich der Verstorbene um die Rhein-Main-Donau-Großschiffahrtsstraße große Verdienste erworben. Besonders hervorzuheben ist sein Wirken als Vorsitzender des Vorstandes in den schwierigen Nachkriegsjahren, durch das er den Fortbestand der Gesellschaft und die Wiederaufnahme der Bauarbeiten ermöglicht hat.

### Tiefbauunternehmung Dr.-Ing. Paproth & Co. 25 Jahre

Am 4. Januar waren 25 Jahre vergangen, seit Dr.-Ing. *Erich Paproth* in Berlin die Tiefbauunternehmung Dr.-Ing. *Paproth & Co.* als Unternehmung für Druckluftgründung geschaffen hat, mit dem beabsichtigten Ziele, dieser Gründungsart neue Anwendungsgebiete zu erschließen. Er hat dieses Ziel in überraschend kurzer Zeit erreicht, er auch auf dem Gebiete der Brückengründungen sich von Anfang an einen Platz in der vordersten Linie erobert. Bereits 1936 richtete die Firma Dr.-Ing. *Paproth & Co.* ein eigenes bodenphysikalisches Laboratorium ein und widmete sich seitdem auch der Baugrunderkundung. Als weiteren Arbeitszweig nahm sie Pfahlgründungen auf. Der stolzen Entwicklung im ersten Jahrzehnt folgten schwere Aufgaben um den Wiederaufbau nach dem Kriege. Seitdem bestehen drei einheitliche Gesellschaften in Wismar a. d. Luhe und in Krefeld. Sie haben unter der bewährten Oberleitung des Firmengründers einen hervorragenden Anteil an zahlreichen namhaften Bauausführungen.

### Materialfluß und Industriebau

Zum Thema „Neu- und Umpflanzen von Werksanlagen nach Änderungen des Materialflusses“ veranstaltet die VDI/AWF-Fachgruppe Förderwesen am 19. und 20. Februar 1959 im Haus der Technik, Essen, eine Tagung mit folgendem Vortragsprogramm:

**Donnerstag, 19. Februar 1959**

(Vorsitz: Prof. Dr.-Ing. habil. Dr. R. Dittrich, Köln):

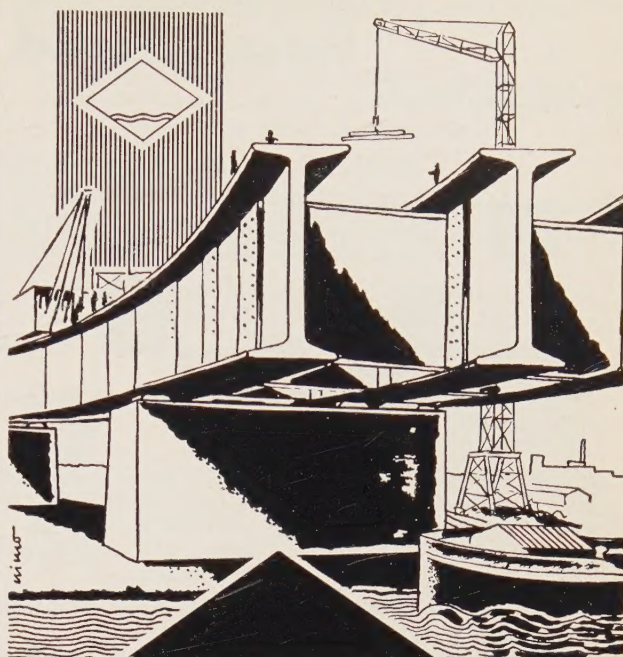
Rentabilität und Kapitaleinsatz bei Neu- oder Umbau von Werksanlagen (Dipl.-Ing. G. Kienbaum, Gummersbach). — Werksplanung in der USA — Vergleiche zu deutschen Verhältnissen (Dipl.-Ing. H. Billhardt, Karlsruhe). — Totale Planung im Industriebau (Dipl.-Ing. H. Koppenhöfer, Stuttgart). — Organisation und Bau (Dipl.-Ing. H. Reinicke, München). — Planung und Ausführung beispielhafter Industrieanlagen (Prof. E. Neufert, Darmstadt). — Industriepflicht der Aufgabe europäischer Verbundwirtschaft (Dipl.-Ing. H. W. Berkuhl, Essen).

**Freitag, 20. Februar 1959**

(Vorsitz: Prof. Dr.-Ing. H. Schallbroch, Berlin):

Arbeits- und bautechnische Einflüsse bei der Planung von Industriebauten (Dipl.-Ing. H. Lahde, Frankfurt/Main). — Verkehrsschlüsse und Transportwege im Hinblick auf wirtschaftlichste Materialbewegung (Dipl.-Wirtsch.-Ing. K. Ellersiek, Frankfurt/M.). — Beeinflussung der baulichen Gestaltung durch das innerbetriebliche Transportsystem (Dipl.-Ing. H. R. Haldimann, Brüssel). — Grundsätzliche Anforderungen an Werksanlagen durch neuzeitliche Flurfördermittel (Dipl.-Ing. H. R. Haldimann, Brüssel). — Bautechnische Bedingungen beim Einplanen von Kranen und Hebezeugen (Dir. Dr.-Ing. E. Talke, Wetter/Ruhr). — Bauliche Beeinflussung durch Flurfördermittel (Dipl.-Ing. G. Salzer, Offenbach/Main). — Planungsgrundsätze für den Einbau von Lasten-Aufzügen (Dr.-Ing. A. Stahl, Stuttgart).

Die Teilnehmergebühr beträgt DM 50,— für VDI-Mitglieder und DM 60,— für Nichtmitglieder. Auskünfte durch die Geschäftsstelle der VDI/AWF-Fachgruppe Förderwesen, Düsseldorf 10, Prinz-Regent-Str. 77—79, Tel. 44 33 51.



# INERTOL

## STAHL

## BRAUCHT SCHUTZ

Korrosionsfördernde Witterungseinflüsse und aggressive Industrie-Atmosphäre bedrohen alle Stahlbauwerke.

### BRÜCKEN

### BEHÄLTER

### KRAN-ANLAGEN

### HALLENKONSTRUKTIONEN

und alle übrigen Objekte des Stahlbaues schützen Sie in vorteilhafter Weise durch unsere bekannten und bewährten **SCHUTZANSTRICHE.**

Unser gut ausgebauter technischer Kundendienst, der für Sie unsere vielen Erfahrungen auswertet, steht Ihnen jederzeit kostenlos zur Verfügung.

Fordern Sie bitte Beratung und Prospekte an.

# LECHLER

## BAUTENSCHUTZCHEMIE

FIRMA PAUL LECHLER STUTTGART

UND GELSENKIRCHEN/BUER

3121 / 3

## Neue Prospekte und Druckschriften

Interessenten an nachstehenden Druckschriften bitten wir, diese unter Hinweis auf „Der Bauingenieur“ direkt bei den genannten Firmen anzufordern

### Baumaschinen und -geräte

Pfister-Serienprogramm für Bauwaagen — Prospekt W 134 — 4 Seiten — DIN A 4

Automatische Betonherstellung genau nach Mischvorschrift... — Prospekt W 126 — 12 Seiten — DIN A 4

Hohe Betonqualität durch Pfister-Bauwaagen — Prospekt W 126/1 — 8 Seiten — DIN A 4

*Pfister-Waagen, Augsburg* *Waagenfabrik, Ludwig Pfister KG., Augsburg*

Männer vom Bau kennen und schätzen... Beton- und Mörtel-Kipptrommelmischer Type K 1, 150 Liter; Tragmörtelmischmaschine Type TF — Prospekt — 2 Seiten — DIN A 4  
Original Schwing-Anlage-Aufzug — Prospekt — 4 Seiten — DIN A 4

Original-Schwing-Schrapper, Type Sch G S mit Rollenbock — Prospekt — 2 Seiten — DIN A 4

*Friedrich Wilh. Schwing GmbH., Fabriken für Baumaschinen und -geräte, Wanne-Eickel, Schließfach 247*

WAIMER Beton- und Mörtelmischer — Prospekt Nr. 593 — 12 Seiten

*Baumaschinenfabrik Waimer, vorm. Hermann Ulrich, Eßlingen (N.), Olgastraße 14*

### Fabrikanlagen, Fertigung

Kelle-Retorte, Heft 1/1958, 5. Jahrgang (Wissenswertes für Arminia-Freunde) — 8 Seiten — DIN A 4

*Rheinisch-Westfälische Kalkwerke, Aktiengesellschaft, Dornap*

### Krane, Hebezeuge

Hochhaus-Kran (Kletter-Turmdrehkran) — Prospekt — 4 Seiten — DIN A 4

*Friedrich Wilh. Schwing GmbH., Fabriken für Baumaschinen und -geräte, Wanne-Eickel, Schließfach 247*

### Kunststoffe, Isolierstoffe

Beton-Fluresit — Prospekt 70 558 (sch / i) LD — 4 Seiten — DIN A 5

Murasit EP 10 — Prospekt 030 758 i LD — 4 Seiten — DIN A 5

Murata Schutzanstrich — Prospekt 60 7 58 i/sch LD — 4 Seiten — DIN A 4

Bautenschutz mit bewährten Erzeugnissen — Prospekt — 4 Seiten — DIN A 4

*ORGANA - Bautenschutz GmbH., Bochum-Gerthe*

Modern bauen 5 — Druckschrift — 20 Seiten — DIN A 4  
*Annawerk, Aktiengesellschaft, Oeslau bei Coburg*

Pyromors Dämmschutz — Prospekt D 1 a 5582 — 4 Seiten — DIN A 5

*Desowag-Chemie, GmbH., Düsseldorf, Bismarckstraße 83*

Plexiglas im Bild, 3/1957, Druckschrift — 16 Seiten — DIN A 4

*Röhm & Haas, GmbH., Darmstadt*

### Stetige Förderer

POHLIG Stetigförderer — Druckschrift Nr. 8024 — 40 Seiten — DIN A 4

*J. Pohl, Aktiengesellschaft, Köln, Pohlstraße*

# Die Wasserheizung

## Warmwasser- und Heißwasser-Heizungsanlagen.

### Ein Lehr- und Nachschlagebuch

Von Obering. **Ludwig Kopp**, VDI, Hannover.

Mit 226 Abbildungen und 24 Arbeitsblättern.

XVI, 311 Seiten Gr.-8°, 1958.

Ganzleinen DM 28,50

**Inhaltsübersicht:** **Beschreibung:** Allgemeine Beschreibung. Die Ausführungsformen. Die Bauelemente. — **Berechnungsgrundlagen:** Der Wärmeträger Wasser. Die Wärmeübertragung. Die erforderliche Leistung der Anlage. Die Wärmeverbraucher. Die Wassererwärmer. Das Rohrnetz. Die Einrichtungen zur Aufnahme der Wasserausdehnung. — **Die Berechnung der einzelnen Systeme:** Die offenen Systeme. Die geschlossenen Systeme. Sonderformen. — **Die Leistungsregelung:** Die äußeren Regelbedingungen. Die inneren Regelbedingungen. Die Regelmethode. Die Anwendung der Regelmethode bei Fernheizungen. Die Leistungsregelung der Wassererwärmer. Regeleinrichtungen. — **Arbeitsblätter.** — **Anhang.** — Sachverzeichnis.

Mit der wachsenden Bedeutung der Wasserheizung ist auch die Literatur über diese gewachsen. Trotzdem glaubt der Verfasser, daß die vorhandene Literatur der großen Bedeutung der Wasserheizung nicht gerecht geworden ist. Manche neueren oder auch älteren Erkenntnisse liegen verstreut in einzelnen Fachzeitschriften. Häufig genug sind auch die wissenschaftlichen Untersuchungen nicht weit genug geführt. Besonders aber mangelt es an einer umfassenden Gesamtdarstellung, die dabei tief genug in die Einzelheiten eingeht.

Das vorliegende Buch will diesem Mangel abhelfen. Es ist der Versuch einer umfassenden Gesamtdarstellung dieses Gebietes. Besonders erschien es notwendig, die Fragen der Leistungsregelung der Wasserheizung darzustellen und die Regelbarkeit der einzelnen Ausführungsformen zu klären.

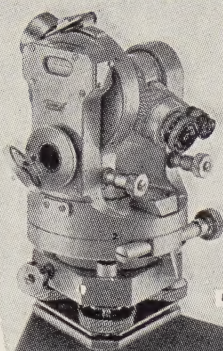
Das Buch wendet sich in erster Linie an den in der Praxis stehenden Ingenieur, möchte aber auch dem Studierenden ein Helfer sein. Es soll die theoretischen und praktischen Mittel für den Bau solcher Anlagen an Hand geben und das tiefere Eindringen in das Wesen der Wasserheizung ermöglichen.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

VERMESSUNGS - INSTRUMENTE

Nivelliere  
Theodolite  
Tachymeter  
Grubengeräte  
und Zubehör



**Fennel**  
KASSEL

KLEINER ING.-THEODOLIT

OTTO FENNEL SÖHNE KG · KASSEL

Nichtstaubende, abriebfeste  
**Betonböden**

alte und neue, mit „Compakta“. Prospekt N 1 d.  
Baustoff-Chemie, Seebruck/Oberbay.

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

**Stahlpundwände**

in den Fabrikaten „Dortmunder-Union 3“  
und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m  
laufend und preisgünstig abzugeben.

**F. & A. JEHLE oHG.**, Rastatt-Hügelsheim/Baden  
Fernsprecher: Iffezheim 277

AMBURG

HANNOVER

BERLIN

ESSELDORF

BRAUNSCHWEIG

KÖLN

FRANKFURT

MANHEIM

FÜRTH

STUTTGART

ULM

STRAUBING

MÜNCHEN

FREIBURG

REICHENHALL

**Der wichtigste Punkt**

im Ölfeuerungs-geschäft ...

ist die richtige Beratung bei  
der Brennerwahl, die fach-  
gerechte Montage und der jeder-  
zeit erreichbare Servis!

Unseren Kunden stehen an  
allen wichtigen Orten - heute  
und morgen - die Einrichtun-  
gen unserer Verkaufs- und  
Servis-Organisation mit Rat  
und auch mit Hilfe zur Seite!

Darum **HEUTE**  
und  
**MORGEN**  
Thyssen-Ölbrenner



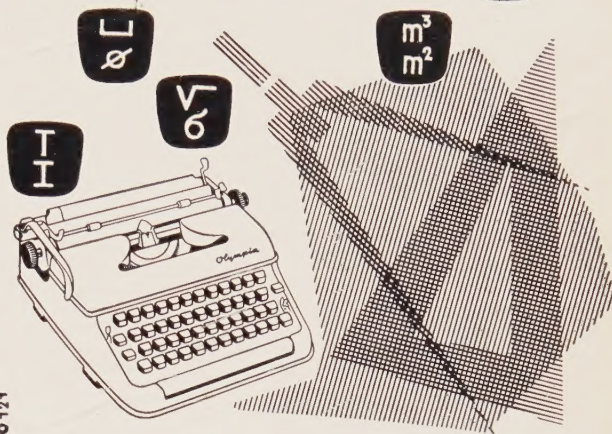
**UNION-ÖLFEUERUNG** GMBH

München 8 · Woferlstraße 5 · Telefon 448225/6 · Fernschreiber 052-2719

**Olympia**

vorteilhaft mit der  
Spezialtastatur für  
**Architekten**

Die Spezialtastatur der OLYMPIA-  
Schreibmaschine enthält die von  
Architekten in der Praxis immer  
wieder gebrauchten Fachzeichen:



0121

Handschriftliche Eintragungen und viele Anschläge  
werden durch die Spezialtastatur eingespart.

Ausführliche Druckschriften sendet Ihnen

**OLYMPIA WERKE AG.**  
WILHELMSHAVEN

**Vertretungen  
für Frankreich**

von deutschen Herstellerfirmen  
von Material aller Art für das  
Hüttenwesen, die mechanische  
und chemische Industrie sowie  
das Bauwesen sucht französi-  
sches Handelsunternehmen mit  
sehr guter Einführung auf  
dem Metallgüter-Markt. Lager  
und Fördermittel stehen zur  
Verfügung. Gefl. Zuschriften an  
PUBLICITE G. BAUDEL, 26 Rue  
de Clichy PARIS 9è, zwecks  
Weiterleitung.

**STELLENANGEBOT**

Für den Bereich der Wasser- und Schifffahrtsdirektion  
Freiburg

**2 Regierungsbauinspektoren**  
(auch außerplanmäßig)

für eine Übernahme in das Bundesbeamtenverhältnis  
sowie für interessante Tätigkeiten im Wasserbau  
(Entwurf und Bauleitung) bei den Ausbauarbeiten  
am Hochrhein und Oberrhein

**mehrere Bauingenieure (HTL)**  
(auch Berufsanfänger)

gesucht.

Wasser- und Schifffahrtsdirektion Freiburg i. Br.,  
Eisenbahnstraße 41.

BAUTENSCHUTZ

**DEITERMANN**

CHEMISCHE WERKE DATTELN  
Ruf: 21 87

**Bauen bei jeder Kälte mit**

**FRIGIDOL**

FROSTSCHUTZMITTEL

## GEGEN WASSER UND FEUCHTIGKEIT

verwendet man bei Alt- und Neubauten vorteilhaft Vandex Isoliermittel. Sie ermöglichen durch Wegfall zusätzlicher Bauteile und durch ihre vielseitigen Anordnungsmöglichkeiten eine beträchtliche Einsparung von Baukosten.

Im Hoch-, Tief- und Industriebau, überall, wo hohe Anforderungen gestellt werden, zeichnen sich Vandex Isoliermittel durch Wirtschaftlichkeit und Sicherheit aus.

Vandex Isoliermittel bedeuten:

Wasserdichtigkeit  
Vergütung der Oberfläche  
Schutz gegen Aggressiveinflüsse

INFORMATION



Vandex

ISOLIERMITTEL

VANDEX ISOLIERMITTEL GMBH, HAMBURG-STELLINGEN, KIELER STR. 335

GEGEN WASSER UND FEUCHTIGKEIT



4. 1. 1934

4. 1. 1959

## 25 Jahre Grundbau

Pfahlgründungen  
Druckluftgründungen  
Taucherglockenarbeiten  
Baugrunduntersuchungen  
Zementeinpressungen  
Rohrdurchpressungen  
Vertikaldrainagen  
Ankerpfähle

Dr.-Ing.

PAPROTH &amp; CO.

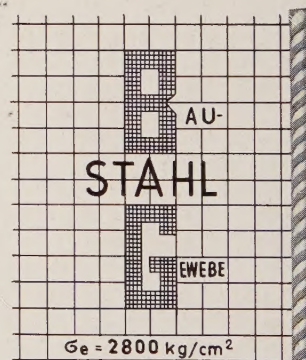
Krefeld, Diessemer Bruch 54

Berlin-Steglitz, Kuhlighshofstraße 21/25

Winsen/Luhe, Moorweg 17

# schweres BAUSTAHLGEWEBE

für die Pilzdecken einer Fabrik  
mit 2500 Kg/m<sup>2</sup> Nützl last in kreuzweiser Bewehrung



Verlangen Sie unsere neuesten Druckschriften u. Tabellen kostenlos.

BAUSTAHLGEWEBE G.M. B.H. DÜSSELDORF